



SAVONIA

OPINNÄYTETYÖ - AMMATTIKORKEAKOULUTUTKINTO
TEKNIIKAN JA LIIKENTEEN ALA

BETONIRUNKOISEN HALLIN ALUSTAVA MITOITUS

TEKIJÄ: Anna Raatikainen

Koulutusala Tekniikan ja liikenteen ala			
Koulutusohjelma/Tutkinto-ohjelma Rakennustekniikan tutkinto-ohjelma			
Työn tekijä Anna Raatikainen			
Työn nimi Betonirunkoisen hallin alustava mitoitus			
Päiväys	07.04.2020	Sivumäärä/Liitteet	97/28
Ohjaaja(t) Rakennetekniikan yliopettaja, TkT Arto Puurula ja Lehtori, DI Matti Mikkonen			
Toimeksiantaja/Yhteistyökumppani(t) Insinööritoimisto Savolainen Oy			
<p>Tiivistelmä</p> <p>Tämän opinnäytetyön tarkoituksena oli perehtyä betonirunkoisen teollisuushallin kantavien rakenteiden mitoittamiseen. Tehtävänä oli mitoittaa kantavat rakenneosat Eurokoodien mukaisesti ja aikaansaada mitoituksen pohjalta tasopiirustukset sekä raudoituspiirustukset.</p> <p>Esimerkkikohteena oli kaksilaivainen pilari-palkkirunkoinen teollisuushalli, jonka kerrosala oli 1 497,5m². Tässä opinnäytetyössä perehdyttiin kattopalkin, pilarin sekä pilarianturan mitoittamiseen sekä raudoitussuunnitteluun. Rakenteiden mitoitus aloitettiin määrittelemällä rakenteisiin kohdistuvat kuormat, jonka jälkeen edettiin johdonmukaisesti rakenneosien mitoittamiseen. Mitoituksen kulku on esitetty pääpiirteissään ja mitoitus pohjautuu Eurokoodeihin.</p> <p>Työn tuloksena valmistui rakenneosien Excel -laskelmat, rakennepiirustukset sekä mitoitetujen rakenneosien raudoituspiirustukset. Mitoitustaulukoita voidaan hyödyntää jatkossa rakenteiden suunnittelussa.</p>			
<p>Avainsanat</p> <p>betonimitoitus, teräsbetoni, betonihalli, mitoittaminen</p>			

Field of Study Technology, Communication and Transport			
Degree Programme Degree Programme in Civil and Construction Engineering, Construction Architect			
Author Anna Raatikainen			
Title of Thesis Preliminary Design of the Concrete Frame of a Hall			
Date	April 7 ,2020	Pages/Appendices	97/28
Supervisor(s) Mr Arto Puurula, D.Sc., Principal Lecturer and Mr Matti Mikkonen, M.Sc., Senior Lecturer			
Client Organisation /Partners Insinööritoimisto Savolainen Oy			
<p>Abstract</p> <p>The purpose of this final project was to familiarize with making strength calculation of an industrial hall built of concrete. The main aim was to make strength calculation and produce reinforcement drawings for the load-bearing parts. Structural components were designed in accordance with Eurocodes.</p> <p>The case studied was a hall with two-span column-beam frame that has a floor area of 1 497,5 square meters. The purpose of this project was to make strength calculations and reinforcement drawings of ceiling joist, column and column footing. Structural calculations were started by defining loads that were directed to the structures. After that the strength of structures was calculated. The calculations and methods were outlined and calculations were based on Eurocodes.</p> <p>As results of this thesis there were Excel tables from calculations and reinforcement drawings of structural members. Additionally, structural drawings were made. Dimensioning tables can be used for designing structures in future.</p>			
<p>Keywords</p> <p>strength calculation, concrete frame hall, reinforced concrete</p>			

ALKUSANAT

Tämä insinöörityö on opinnäytetyö, eikä sitä voida käyttää rakennesuunnitelmien asiakirjana eikä rakennesuunnitteluohjeena. Kaikkien tämän insinöörityön kuvien käyttö ilman lupaa on kielletty.

Haluan kiittää Insinööritoimisto Savolainen Oy:tä mielenkiintoisen opinnäytetyön tarjoamisesta. Kiitän vastaavaa rakennesuunnittelija Juha Kumpulaista, sekä rakennetekniikan yliopettaja Arto Puurulaa opinnäytetyöni ohjauksesta sekä kommentoinnista.

SISÄLTÖ

1	JOHDANTO	7
2	BETONIRUNKOISEN HALLIN SUUNNITELU	8
2.1	Rakennustekninen suunnittelu	8
2.2	Suunnittelun ja toteutuksen perusteet	9
3	LÄHTÖTIEDOT MITOITETTAVASTA HALLISTA	10
4	RAKENTEIDEN KUORMAT	12
4.1	Pysyvät kuormat	12
4.2	Muuttuvat kuormat	12
4.2.1	Lumikuorma	13
4.2.2	Hyötykuorma	16
4.2.3	Tuulikuorma	18
4.2.4	Nosturikuorma	29
4.3	Onnettomuuskuormat	33
4.4	Mittaepätarkkuudet	37
5	RAKENTEIDEN SUUNNITTELU	38
5.1	Rajatilat	38
5.1.1	Murtorajatila	38
5.1.2	Käyttörajatila	39
5.2	Seuraamusluokka.....	39
5.3	Toteutusluokka	40
5.4	Kuormat ja kuormitusyhdistely	40
5.4.1	Murtorajatilan kuormayhdistelyt	41
5.4.2	Käyttörajatilan kuormayhdistely	43
5.5	Taipumat.....	44
5.6	Säilyvyysvaatimukset	46
6	KANTAVIEN RAKENTEIDEN MITOITUS	50
6.1	Yläpohja.....	51
6.2	Suorakaidepalkin mitoitus.....	52
6.2.1	Taivutusmitoitus	53
6.2.2	Leikkausmitoitus	56

6.2.3	Ankkurointimitoitus	61
6.2.4	Vääntömitoitus.....	66
6.3	Mastopilarin mitoitus	71
6.3.1	Ensimmäisen kertaluvun laskenta	73
6.3.2	Toisen kertaluvun laskenta	77
6.4	Pilariantura	84
6.4.1	Pohjapaineen mitoitus arvo.....	85
6.4.2	Taivutusraudoitus.....	88
6.4.3	Lävistysmitoitus	90
7	POHDINTA.....	96
	LÄHDELUETTELO.....	97
	LIITE 1: SUUNNITTELUN JA TOTEUTUKSEN PERUSTEET- ASIAKIRJA	100
	LIITE 2: TT-LAATTOJEN SITEIDEN MITOITTAMINEN.....	108
	LIITE 3: KUORMIEN LASKENTA	109
	LIITE 4: PALKIN MITOITUS	113
	LIITE 5: PILARIN MITOITUS.....	118
	LIITE 5: PILARIANTURAN MITOITUS	123
	LIITE 6: ALUSTAVAT RAKENNEKUVAT.....	126

1 JOHDANTO

Betoni on ensiluokkainen rakennusmateriaali, jonka hyvän puristuslujuuden ansiosta saavutetaan pitkiä jännevälejä. Betonin lujuutta voidaan säädellä sementin ja veden määrällä sekä erilaisilla lisäaineilla. Tämä mahdollistaa betonin käytön rakennusmateriaalina moniin erilaisiin kohteisiin. Betonirakenteet kestävät hyvin ympäristön rasituksia ja näin ollen ovat myös pitkäikäisiä oikein suunniteltuna ja valmistettuna. Betonirakenne eristää myös hyvin ääntä massansa ansiosta, eikä se ole herkkä värähtelylle. (Suomen betoniyhdistys 2009, 9.) Betonivalmisosien määrä betonirakentamisessa on merkittävä. Betonivalmisosarakentamisen etuja hallirakentamisessa on pitkät jännevälit, vakiintuneet ratkaisut, palonkesto, turvallisuus, lujuus, pitkäikäisyys, kokonaistaloudellisuus, huoltovapaus sekä kosteuden kestävyys. (Elementtisuunnittelu a.)

Teollisuushallien suunnittelu alkaa tilaajan tarpeiden sekä hallin käyttötarkoituksen selvittämällä. Tämän jälkeen arkkitehti luonnostellee hallin, sekä määrittelee rakennusmateriaalit yhteistyössä rakennesuunnittelijan kanssa. Suunnittelun alusta asti olisi hyvä arkkitehdin ja rakennesuunnittelijan tehdä tiivistä yhteistyötä, jotta suunnittelutyö etenee johdonmukaisesti kohti haluttua lopputulosta. Rakennussuunnittelun jälkeen rakennesuunnittelija suunnittelee ja mitoittaa rakenteet sekä miettii rakenteiden yksityiskohdat toimiviksi ja asetusten mukaisiksi.

Opinnäytetyöni käsittelee betonirunkoisen teollisuushallin rakenteiden mitoitusta. Tässä opinnäytetyössä esitellään betonirunkoisen hallin keskeisten rakenneosien mitoitusperiaatteet. Opinnäytetyössä rakenteet mitoitetaan käsin laskentana Excel taulukkoon, jotta laskenta pohjaa voitaisiin jatkossa käyttää rakenteiden mitoituksen apuna. Laskelmien voimasuureet tarkastettiin JIGI FEM 2015-mitoitusohjelmalla.

2 BETONIRUNKOISEN HALLIN SUUNNITELU

Betonirunkoinen halli tulee rakennesuunnitella kokonaisuutena. Suunnittelu tulee aloittaa kantavan rungon sekä jäykistystavan valitsemisesta. Vasta näiden jälkeen edetään suunnittelussa kohti yksityiskohtia ja yksittäisten rakenneosien mitoittamista. Rakennejärjestelmän valintaan vaikuttavat määräykset, arkkitehtuuri, kustannukset, kuormitukset sekä työtekniset perusteet.

Teollisuus- ja varastorakennuksissa kantava runko on usein pilari-palkkirunkoinen sen muuntojoustavuuden vuoksi. Rakennukset ovat yksikerroksia, joissa voi olla useampikerroksisia toimisto- tai aputiloja. Suunniteltavien tilojen toimintojen vaatimukset ohjaavat rakennuksen rungon suunnittelua. (Elementtisuunnittelu b.)

2.1 Rakennustekninen suunnittelu

Rakennuksen suunnitteluun vaikuttaa oleellisesti perustamistapa. Rakennuksen perustamistapaan taas vaikuttaa maaperän ominaisuudet ja sen kantokyky sekä lisäksi pohjaveden pinta. Maaperän ominaisuudet sekä kantokyky varmistetaan usein erillisellä pohjatutkimuksella. Pohjatutkimuksen perusteella annetaan lausunto perustamistavasta.

Suunnittelijan täytyy suunnitella rakennuksen pohjarakenteet niin, että niillä säilyy koko rakennuksen käyttöiän ajan hyväksyttävä lujuus ja vakaus. Rakenteiden siirtymät, painumat, muodonmuutokset sekä kiertymät tulevat olla niin pieniä, etteivät ne vaikuta rakennuksen tai rakenteen käyttöön. Lisäksi ne eivät saa aiheuttaa haitallista halkeilua tai pysyviä muodonmuutoksia. Suunnittelijan tulee myös huomioida rakennuspaikan ja sen lähiympäristön olosuhteet, olemassa olevien rakenteiden perustukset, kosteuden nousu maaperästä, routimisen vaikutukset, maaperässä mahdollisesti oleva radon sekä muut mahdolliset tekijät. (Ympäristöministeriön asetus pohjarakenteista 465/2014 2§.)

Yksikerroksisten hallirakennusten pilarien ja palkkien liitokset ovat usein niveliä ja rungon jäykistys tapahtuu mastopilareilla. Tarvittaessa jäykistyksessä apuna voidaan käyttää vinositeitä sekä ulkoseinäelementtejä. Betonirunkoisen hallin rungon jäykistys toteutetaan yleensä teräsbetonisilla mastopilareilla, mutta jäykistys voidaan toteuttaa myös jäykistysristikoilla. Rakennuksen sisältäessä betoni-seiniä, voidaan rakennuksen jäykistyskäyttöä käyttää myös seinämastojäykistystä. Mastopilarijäykistysrakennuksen julkisivurakenteet siirtävät tuulikuormat teräsbetonipilareille, jotka välittävät kuormat yläpohjalle sekä palkeille. Rakennuksen muille pilareille rasitukset siirtyvät vaakarakenteita pitkin, joka yleensä mitoitetaan jäykäksi levyksi. (Elementtisuunnittelu b.)

Hallirakennusten yläpohja voidaan toteuttaa joko harja-TT-laattojen, harja I-palkkien ja laattaelementin avulla tai palkkien päälle asennettujen laattaelementtien avulla. Yleensä laatta elementit ovat ontelo-, kuori- tai TT-laattoja, mutta myös puurakenteiset elementit ovat mahdollisia. (Suomen betoniyhdistys 2006, 523.). Mitoitettavassa hallissa yläpohja on toteutettu TT-laatoilla. TT-laatoilla päästään suuriin jänneväleihin yläpohjan pienellä kuormalla.

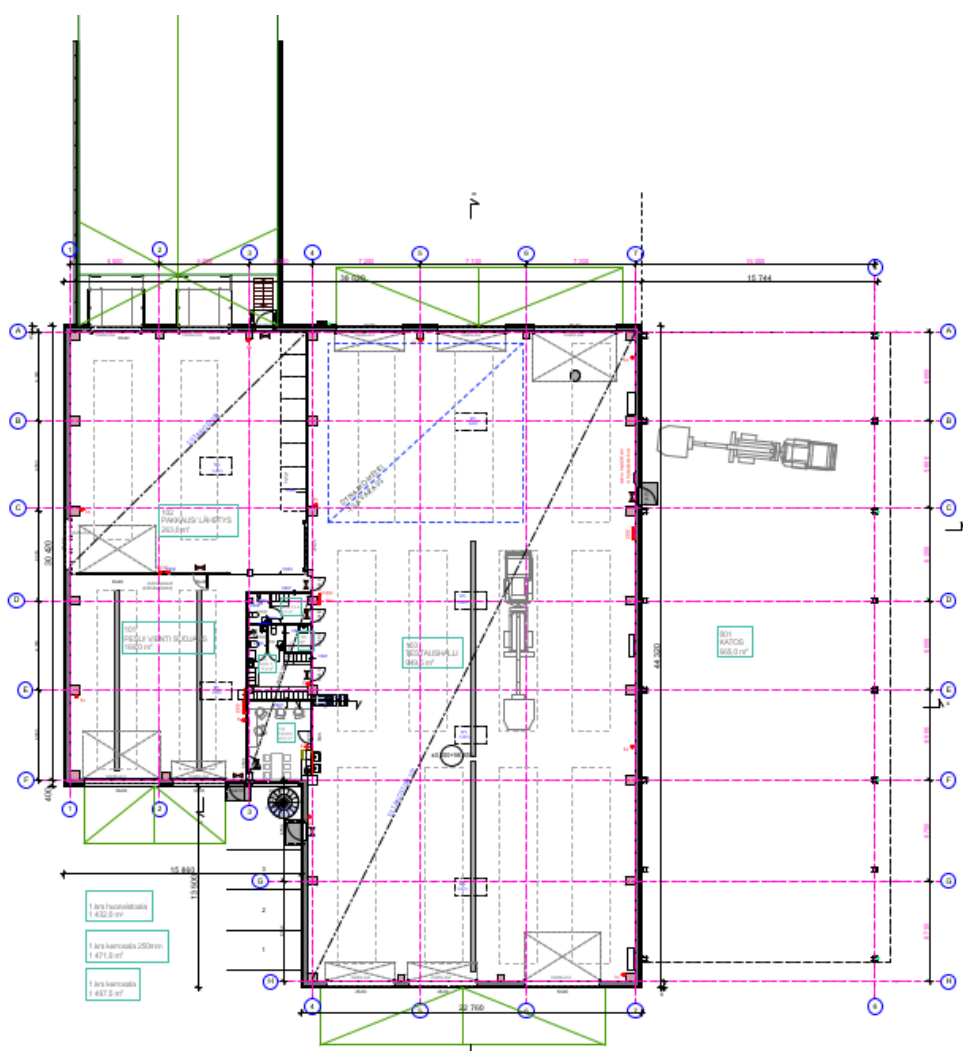
2.2 Suunnittelun ja toteutuksen perusteet

Suunnittelun ja toteutuksen perusteet on asiakirja, joka kokoaa rakennushankkeen tietoja. Asiakirjasta löytyvät suunnittelun ja toteutuksen tarpeelliset lähtötiedot ja vaatimukset sekä niihin kuuluvat asiakirjat. Asiakirjan tarkoituksena on helpottaa suunnitelmien tekemistä ja parantaa suunnittelijoiden välistä yhteistyötä, varmistaa oikeanlaisten lähtötietojen käyttö, luoda selkeä kokonaiskuva suunnittelun ja toteutuksen perusteista eri osapuolille sekä vähentää eri suunnitelmissa esiintyvää yleistietoa. Asiakirjaa täydennetään ja päivitetään suunnittelun ja hankkeen edetessä. (Rakennesuunnittelun asiakirjaohje: RIL 229-1-2013, 56.) Tässä opinnäytetyössä asiakirjan täydentäminen oli osa opinnäytetyötä ja se löytyy liitteestä 1.

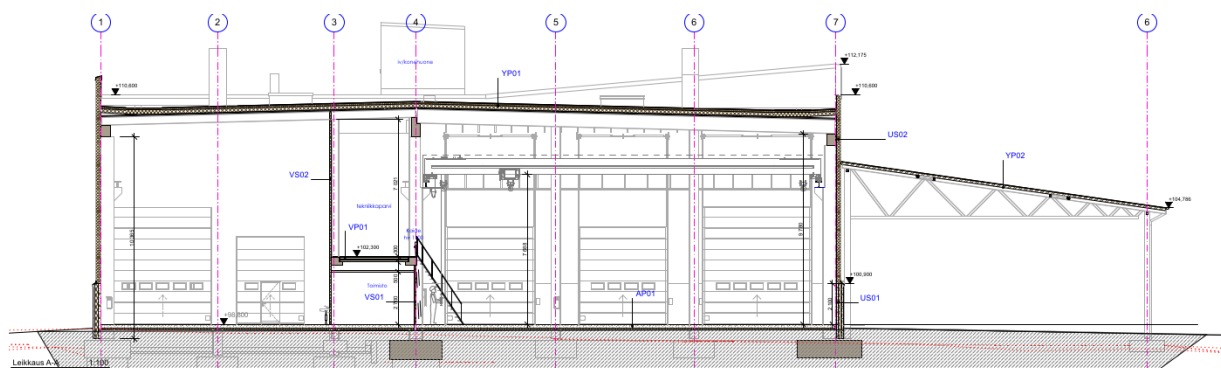
3 LÄHTÖTIEDOT MITOITETTAVASTA HALLISTA

Opinnäytetyöni esimerkkikohteena on teräsbetoninen tuotantohalli, joka on pilari-palkki-rakenteinen. Hallin pääasiallinen käyttötarkoitus on testaushalli, joka sisältää tauko- sekä sosiaali-tiloja. Hallin kerrosala 1 470 m². Sokkelit ovat betonielementtirakenteiset. Ulkoseinät ovat pelti-villa-pelti elementtejä ja katto TT-laatta rakenteinen. Halli jäykistetään teräsbetonisilla mastopilareilla sekä TT-laatta yläpohjalla.

Rakennuspaikalle on tehty pohjatutkimus, jonka mukaan rakennuspaikan geotekninen kantavuus on 200 kN/m². Geoteknisellä kantavuudella tarkoitetaan, pohjapainetta, jolla on huomioitu varmuus murtumista vastaan. Maaperä on 2 - 5 m syvyydelle silttistä hiekkaa (siHk), jonka tiiviys on pohjatutkimuksen mukaan löyhästä keksitiiviiseen. Rakennuksen perustamistapana käytetään massanvaihdon/ täyttökerroksen varaan maanvaraisesti yhtenäisesti raudoitettua perusmuurianturaa tai pilarianturoita.



Kuva 1. Esimerkkikohteen pohjaratkaisu (Arkkitehtisuunnittelu Savoplan)



Kuva 2. Esimerkkikohteen vaakaleikkaus (Arkkitehtisuunnittelu Savoplan)

4 RAKENTEIDEN KUORMAT

Rakenteiden suunnittelu aloitetaan selvittämällä rakenteisiin vaikuttavat kuormat. Rakennukseen vaikuttaa usein erilaisia kuormia, jotka täytyy huomioida suunnittelussa. Rakenteiden ominaiskuormat luokitellaan kolmeen ryhmään (Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat: RIL 201-1-2017.2019,31):

- Pysyvät kuormat, jotka tulkitaan sijainniltaan muuttumattomiksi.
- Muuttuvat kuormat, jotka ovat sijainniltaan muuttuvia.
- Onnettomuuskuormat, jotka esiintyvät poikkeuksellisissa tilanteissa.

Kuormitus voi olla myös staattinen, dynaaminen, liikkuva, kiinteä, välillinen tai välitön.

Vaikutusajan perusteella kuormia voidaan jakaa kahteen aikaluokkaan:

- pitkäaikainen
- lyhytaikainen

4.1 Pysyvät kuormat

Rakenteiden omat painot ovat pysyviä kuormia, joihin lasketaan kantavat ja ei-kantavat rakennusosat sekä kiinteät laitteet, kuten LVIS-laitteet. Pysyvät kuormat vaikuttavat rakenteisiin koko käyttöajan ajan ja niiden vaikutus suuruus sekä paikka pysyvät muuttumattomina. Rakenteet lasketaan tilavuuspainon ja rakenteen mittojen ominaisarvojen mukaan. (Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat: RIL 201-1-2017.2019, 64.)

Taulukko 1. Opinnäytetyön esimerkkikohteen yläpohjan rakenteen omapaino

Rakennekerrokset	rakennepaksuus [m]	paino [kg/m ³]	paino [kN/m ²]
bitumikermikate	-	-	-
kova mineraalivilla Paroc ROB 80	0,02	200	0,04
mineraalivilla, uritettu kattoeristelevy (Paroc Ros 30)	0,10	100	0,1
mineraalivilla (Paroc Ros 30)	0,18	100	0,18
höyrynsulku			
TT-laatta (h=500, ripa leveys 240mm)		330	3,3
Yläpohjan paino yhteensä	3,62 kN/m ²		

4.2 Muuttuvat kuormat

Muuttuvilla kuormilla tarkoitetaan kuormia, jotka vaikuttavat tiettyinä ajankohtana, mutta eivät ole pysyviä. Muuttuvia kuormia ovat lumikuorma, hyötykuorma, tuulikuorma ja nosturikuorma. Muuttuvat kuormat vaihtelevat suuresti rakennuksen käyttötarkoituksen mukaan. Teollisuusrakennuksissa tulee huomioida nosturin aiheuttamat vaaka- ja pystykuormat sekä ajoneuvojen aiheuttamat pyöri-

Tuulensuojaisuuskertoimella tarkoitetaan kerrointa, jonka kautta määritellään kuorman vähennys tai lisäys lämmittämättömän rakennuksen katolle. Tuulensuojaisuuskertoimen C_e arvo määräytyy alla olevan taulukko 2 mukaan. Mikäli kuitenkin katon lyhyempi sivumitta on vähintään 50 metriä, tulee taulukon arvot kertoa taulukon 3 mukaisilla korotuskertoimilla.

Taulukko 2. Katon tuulensuojaisuuskertoimen arvot C_e (Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat: RIL 201-1-2017, 100)

Maastotyyppi	C_e
Tuulinen	0,8
Normaali	1,0
Suojainen	1,2

Tuulinen: esteetön, joka puolelle avoin alue, jossa rakennuskohteet tai puut suojaavat vain vähän tai ei ollenkaan

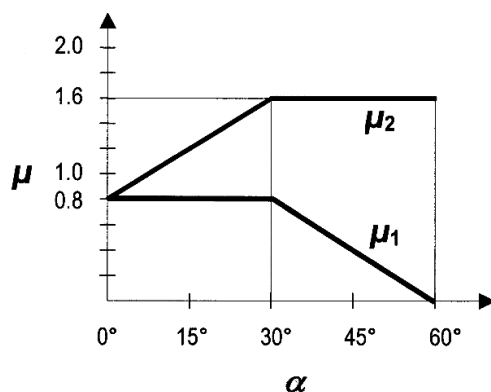
Normaali: alue, jossa vaikuttava tuuli ei poista huomattavasti lunta ympäröivien rakennuskohteiden tai puiden vuoksi

Suojainen: alue, jossa rakennuskohde on muiden korkeampien rakennuskohteiden tai puiden ympäröimänä tai rakennuskohde on huomattavasti matalammalla ympäröivää maastoa.

Taulukko 3. Korotuskertoimet katon tuulensuojaisuuskertoimille (Suunnitteluperusteet ja rakenteidenkuormat: RIL 201-1-2017, 101)

Lyhyt sivu (m)	Pitkän sivun suhde lyhyeen sivuun	
	1	2
50	1,0	1,1
75	1,1	1,2
100	1,2	1,25

Katon muotokerroin ottaa huomioon katon kaltevuuden. Katon muotokerroin μ määräytyvät alla olevan kuvan 4 mukaisesti. Kuvassa 4 α tarkoittaa katon kaltevuuskulmaa. Katon muotokertoimen valintaan tulee kiinnittää erityistä huomiota, kun katon ulkomuoto on sellainen, että se voi aiheuttaa lumikuorman merkittävän lisäyksen. (Suunnitteluperusteet ja rakenteidenkuormat: RIL 201-1-2017, 101.)



Kuva 4. Lumikuorman muotokertoimet (Suunnitteluperusteet ja rakenteidenkuormat: RIL 201-1-2017, 102)

Mikäli katolla on mahdollisuus lumen kinostumiseen, täytyy sen vaikutukset ottaa huomioon lumikuormaa määrittäessä. Kinostuminen on mahdollista silloin kun rakenne sisältää korkeampia rakenteita, rakennetaan katoksia tai rakennus sijaitsee vasten toista korkeampaa rakennusta.

Mitoitettavassa betonirunkoisessa hallissa on katolla rakenteellisia korkeuseroja, joiden vaikutus kinostuvaan lumikuormaan täytyy tutkia. Tasakattojen ja loivien kattojen esteisiin kinostuva kuorma lasketaan seuraavasta kaavasta (Suunnitteluperusteet ja rakenteidenkuormat: RIL 201-1-2017, 108):

$$\mu_2 = \frac{\gamma h}{S_k} \quad (2)$$

jossa,

h = esteen korkeus (m)

γ = lumen tilavuuspaino 2 kN/m^3

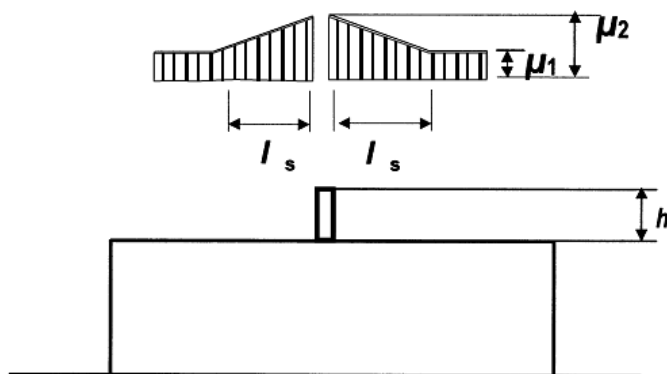
S_k = lumen ominaiskuorma maassa (kN/m^2)

Kinostuvan lumen muotokertoimen ehtona on kuitenkin $0,8 \leq \mu_2 \leq 2,0$ (Suunnitteluperusteet ja rakenteidenkuormat: RIL 201-1-2017, 108).

Kinostumispituus l_s lasketaan kaavalla (Suunnitteluperusteet ja rakenteidenkuormat: RIL 201-1-2017, 108):

$$l_s = 2h \quad (3)$$

Kinostumispituuden vaihteluväli Suomessa on $5\text{m} \leq l_s \leq 15\text{m}$ (EUROKOODI 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-3: yleiset kuormat. Lumikuormat, 44).

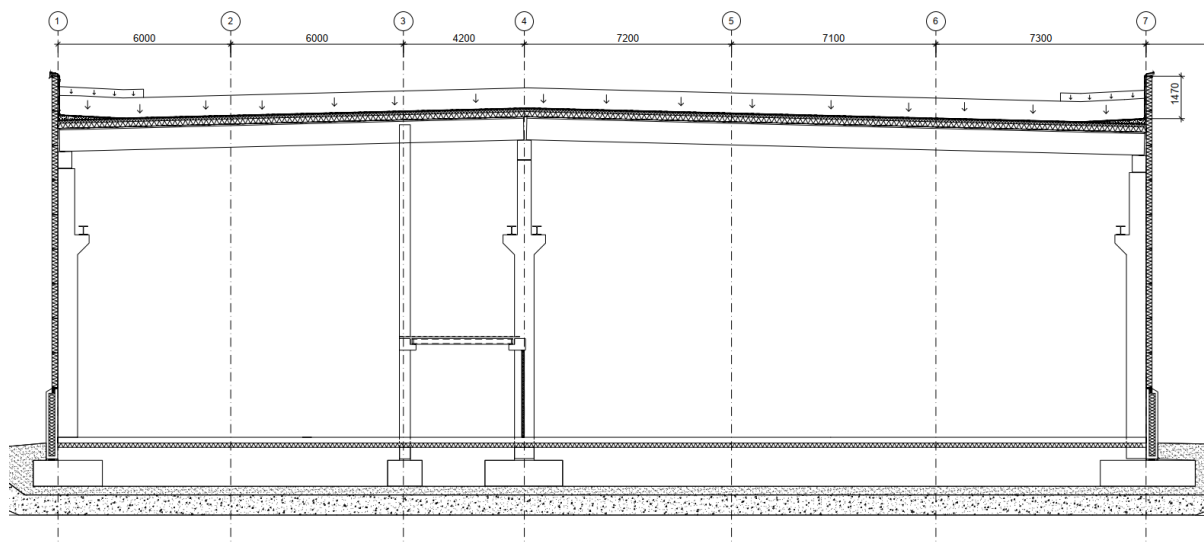


Kuva 5. Muotokertoimet ulkonemien ja esteiden kohdalla (Suunnitteluperusteet ja rakenteidenkuormat: RIL 201-1-2017, 108)

Taulukko 4. Lumikuormat katolla

Lumikuorma katolla [kN/m ²]	Kinostuva lumikuorma [kN/m ²]
2,08	2,97

Tässä opinnäytetyössä rakenneosien mitoitukseen on käytetty lumikuorman arvoa 2,08 kN/m². Kinostuva lumikuorma tulee tarkastella jokaiselle rakenneosalle tapauskohtaisesti.



Kuva 6. Lumikuorman periaatekuva.

4.2.2 Hyötykuorma

Hyötykuormat ovat muuttuvia kuormia, jotka vaihtavat paikkaa. Hyötykuorma ovat lähtöisin tilojen käytöstä kuten huonekaluista, tiloissa oleskelevista henkilöistä, ajoneuvoista tai muista oletetuista harvinaisista tapahtumista kuten kokoontumista tai tavaran kasaantumisesta. Hyötykuorman vaikutus otetaan huomioon paikassa, joka on rakenteelle epäedullisin. Väli- ja yläpohjien pinta-alat jaetaan käyttötarkoituksen mukaisiin luokkiin A-K hyötykuorman määrittämistä varten. (Suunnitteluperusteet ja rakenteidenkuormat: RIL 201-1-2017,68.)

Taulukko 5. Hyötykuormien arvot (Suunnitteluperusteet ja rakenteidenkuormat: RIL 201-1-2017, 71-72)

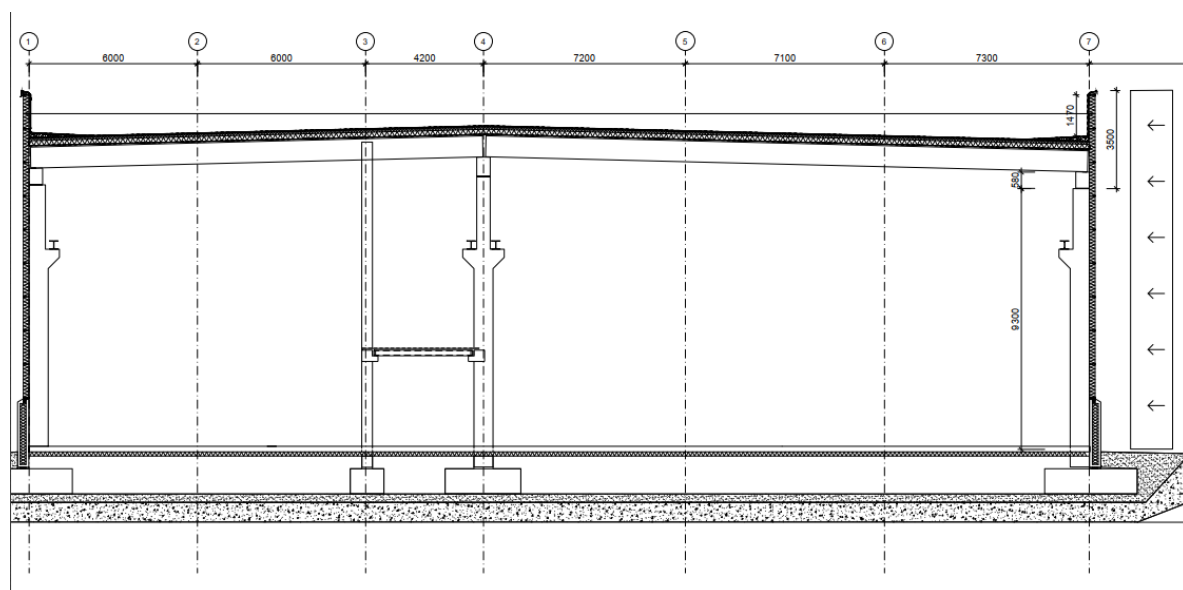
Luokka	Käyttötarkoitus	Pinta-alakuorma q_k (kN/m ²)	Pistekuorma Q_k (kN) (portaat suluisissa)
A	Asunto- ja majoitustilat	Välipohjat 2,0 Portaat 2,0 Parvekkeet 2,5	2,0
B	Toimistotilat	Välipohjat 2,5 Portaat 3,0 Parvekkeet 2,5	2,0

C	Kokoontumistilat		
	C1: Tilat, joissa on pöytiä	Välipohjat 2,0 Portaat 3,0 Parvekkeet 2,5	3,0
	C2: Tilat, joissa on kiinteät istuimet	Välipohjat 3,0 Portaat 3,0 Parvekkeet 3,0	3,0
	C3: Tilat, joissa ei ole liikku- mista rajoittavia esteitä	välipohjat 4,0 portaat 3,0 parvekkeet 4,0	4,0
	C4: Liikuntatilat	välipohjat 5,0 portaat 3,0 parvekkeet 5,0	4,0
	C5: Tilat, joihin voi syntyä tun- gosta	välipohjat 6,0 portaat 6,0 parvekkeet 6,0	4,0
D	Myymälätilat		
	D1: Tavallisten vähittäiskaup- pojen tilat	välipohjat 4,0 portaat 3,0 parvekkeet 4,0	4,0
	D2: Tavaratalojen tila	välipohjat 5,0 portaat 6,0 parvekkeet 5,0	7,0
E	Varasto- ja tuotantotilat		
	E1: Varastotilat. Tilat, joissa tavaraa säilytetään, mukaan luettuna tavarantoimitus- tilat	välipohjat 7,5 portaat 3,0	7,0
	E2: Teollisuuskäyttö	Ks. 6.3.2	1,0
F	Liikennöintialueet Kevyiden ajoneuvojen liikennöinti- ja pysäköintialue. Kokonaispaino 30 kN ja enintään 8 paikkaa kuljettajan lisäksi	välipohjat 2,5 portaat 3,0	20
G	Liikennöintialueet Keskiraskaiden ajoneuvojen liikennöinti- ja paikoitusalueet. Ajoneuvokuormat, kun 30 kN < kok. paino 160 kN, 2 akselilla	välipohjat 5,0 portaat 3,0	90
H	Vesikatot Vesikatot, joille on pääsy vain normaalia kunnossapitoa ja korjaamista varten	0,4	1,0

I	Vesikatot Vesikatot, joille on pääsy luokkien A...G mukaisesti.	kuormat luokkien A...G mukaisesti	
K	Vesikatot Erityistoimintoja varten olevat vesikatot, kuten helikoptereiden laskeutumisalueet		Ks. Kohta 6.3.4

4.2.3 Tuulikuorma

Tuulikuormalla tarkoitetaan tuulen aiheuttamaa voimaa, joka pyrkii kaatamaan rakenteet. Tuulikuormaa laskettaessa tulee ottaa huomioon ulkopuoliset, että sisäpuoliset tuulenpaineet. Kokonaistuulivoima määritetään voimakerroinmenetelmällä tai pintojen osapaineiden avulla. Voimakerroin menetelmä on yksinkertaisempi ja se soveltuu jäykistävän rungon ja perustusten mitoittamiseen. Yksittäiset rakenneosat mitoitetaan tuulenpaineiden avulla. (Suunnitteluperusteet ja rakenteidenkuormat: RIL 201-1-2017, 128.)



Kuva 7. Tuulikuorman periaatekuva.

4.2.3.1 Voimakerroinmenetelmä

Voimakerroin menetelmä sopii rakennuksen rungon jäykistykseen sekä perustuksen mitoittamiseen. Kokonaistuulivoima voimakerroin menetelmällä lasketaan kaavalla (Suunnitteluperusteet ja rakenteidenkuormat: RIL-201-1-2017, 140):

$$F_w = c_s c_d c_f q_p(h) A_{ref} \quad (4)$$

jossa,

F_w = kokonaistuulivoima (kN)

$c_s c_d$ = rakennekerroin

c_f = voimakerroin (kuva 9)

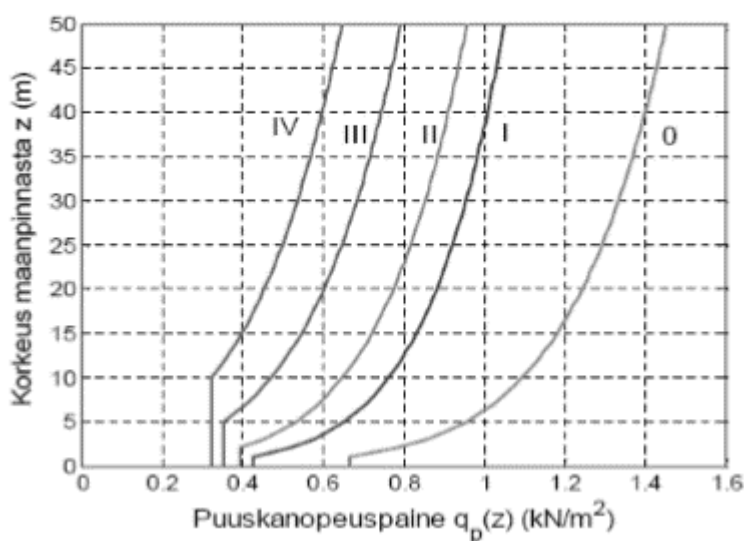
$q_p(h)$ = maaston pinnan muodon mukaan muokattu nopeuspaine, joka määritellään rakennuksen harjankorkeudella (kN/m^2)

A_{ref} = tuulen kuorman vaikutusala

Tuulikuorman lähtökohtana on tuulen nopeuspaineen ominaisarvo $q_p(z)$, joka määritellään korkeusaseman funktiona kuvassa 8. Tuulen nopeuspaine on myös esitetty taulukkomuodossa taulukossa 7. Kuvaajassa ja taulukossa puuskanopeuspaine perustuu muokkaamattomaan perusarvoon, jota muokataan olosuhteita vastaavaksi erilaisten kertoimien avulla. Tuulikuorman mitoittaminen aloitetaan selvittämällä rakennuksen maastoluokka, joka vaikuttaa tuulen nopeuspaineen ominaisarvoon. Tuulen voimakkuus muuttuu maaston muotojen mukaan, joka huomioidaan laskennassa maastoluokan avulla. Maasto-olosuhteet on jaoteltu viiteen eri luokkaan. (Suunnitteluperusteet ja rakenteidenkuormat: RIL 201-1-2017,2019,127-130.)

Taulukko 6. Maastoluokat (Suunnitteluperusteet ja rakenteidenkuormat: RIL 201-1-2017, 131)

Maastoluokka	Kuvaus
Maastoluokka 0	Meri, avoimen meren äärellä ovela rannikkoalue
Maastoluokka I	Järvi tai alue, jolla on vähäistä kasvillisuutta eikä esteitä
Maastoluokka II	Alue, jolla on matalaa kasvillisuutta, kuten heinää tai ruohoa ja erillisiä esteitä (puita, rakennuksia), jotka ovat vähintään esteen 20- kertaisten korkeuden etäisyydellä toisistaan
Maastoluokka III	Alue, jolla on säännöllinen kasvipeite tai rakennuksia tai erillisiä esteitä, jotka ovat esteen 20-kertaista korkeutta lähempänä toisiaan (kuten kylät, esikaupunkialueet, pysyvä metsä)
Maastoluokka IV	Alue, jolla on vähintään 15% alasta on rakennusten peitossa ja joiden keskimääräinen korkeus ylittää 15m



Kuva 8. Puuskanopeuspaine eri maastoluokissa (Suunnitteluperusteet ja rakenteidenkuormat: RIL 201-1-201, 136)

Taulukko 7. Puuskanopeuspaineen ominaisarvo (Suunnitteluperusteet ja rakenteidenkuormat: RIL 201-1-201, 137)

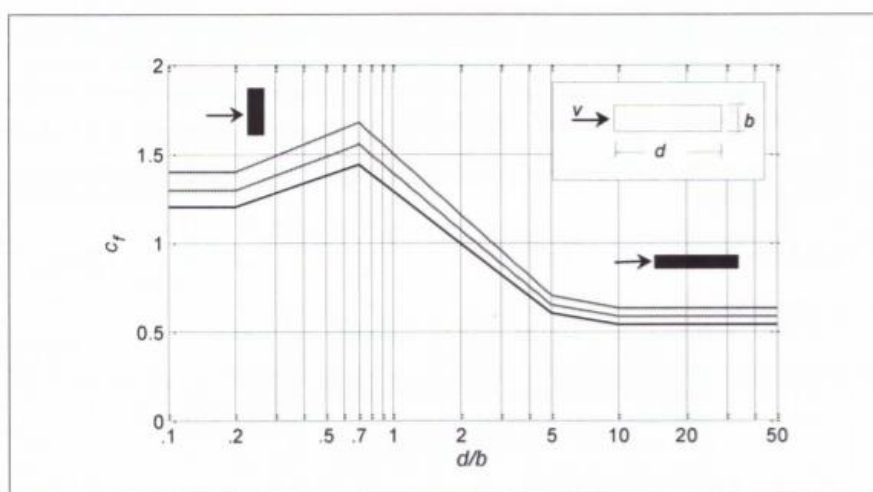
Z (m) Korkeus maanpin- nasta	Maastoluokka				
	0	I	II	III	IV
0	0,66	0,42	0,39	0,35	0,32
1	0,66	0,42	0,39	0,35	0,32
2	0,78	0,52	0,39	0,35	0,32
5	0,96	0,65	0,53	0,35	0,32
8	1,05	0,73	0,61	0,43	0,32
10	1,09	0,76	0,65	0,47	0,32
15	1,18	0,83	0,72	0,55	0,40
20	1,24	0,88	0,77	0,60	0,45
25	1,29	0,92	0,82	0,65	0,50
30	1,33	0,95	0,85	0,68	0,54
35	1,37	0,98	0,88	0,72	0,57
40	1,40	1,01	0,91	0,74	0,60

Tuulikuormaa laskettaessa tulee huomioida myös tuulen pyörteisyyss sekä kitkan vaikutukset. Nämä huomioidaan voimakertoimen avulla. Voimakerroin C_f voidaan määrittää, joko kuvaajasta kuva 9 tai taulukosta 8. Taulukossa on ilmoitettu kuvaajan arvot numeraalisesti. Voimakertoimen määrittämi- seen vaikuttaa rakennuksen mittasuhteet sekä hoikkuus. Rakennuksen hoikkuus λ määritetään ra- kennuksen korkeuden mukaan kaavoista:

$$\text{kun } h \leq 15 \text{ m} \quad \lambda = 2 * \frac{h}{b} \quad (5)$$

$$\text{kun } h \geq 15 \text{ m} \quad \lambda = 1,4 * \frac{h}{b} \quad (6)$$

Välialueilla $15 \text{ m} < h < 50 \text{ m}$ sovelletaan interpolointia. Kaavat eivät kuitenkaan koske hyvin hoikkia rakennuksia ($\lambda > 10$). (Suunnitteluperusteet ja rakenteidenkuormat: RIL 201-1-2017, 140.)



Kuva 9. Matalille ja korkeille suorakaidepoikkileikkauksen omaaville rakennuksille voimakerroin C_f (Suunnitteluperusteet ja rakenteidenkuormat: RIL 201-1-2017, 141).

Taulukko 8. Rakennuksen mittasuhteiden ja hoikkuuden vaikutuksen huomioiden määritelly voimakkeroin c_f taulukkomuodossa. Väliarvot voidaan interpoloida. (Suunnitteluperusteet ja rakenteidenkuormat: RIL 201-1-2017, 141)

	Sivusuhte d/b								
λ	0,1	0,2	0,5	0,7	1	2	5	10	50
≤ 1	1,2	1,2	1,37	1,44	1,28	0,99	0,60	0,54	0,54
3	1,29	1,29	1,48	1,55	1,38	1,07	0,65	0,58	0,58
10	1,40	1,40	1,60	1,68	1,49	1,15	0,70	0,63	0,63

Rakennekertoimen c_{scd} avulla huomioidaan kaksi tekijää. c_s -kertoimen avulla huomioidaan, että tuulenpaineen suurimmat arvot eivät vaikuta yhtä aikaa ison rakennuksen eripuolilla. Kerroin siis huomioi koon ja mittasuhteiden vaikutusta. c_d -kerroin huomioi tuulen puuskien dynaamiset vaikutukset. (Suunnitteluperusteet ja rakenteidenkuormat: RIL 201-1-2017, 145.)

$c_s c_d = 1$

mikäli

- rakennuksen korkeus on alle 15 m
- ulkoseinän ja vesikattorakenteille, joiden ominaistajuus on yli 5Hz
- rakennuksen, jonka rungossa on kantavat seinät, joiden korkeus on alle 100 m ja samalla pienempi kuin 4 kertaa rakennuksen tuulensuuntainen mitta

(Suunnitteluperusteet ja rakenteidenkuormat: RIL 201-1-2017, 145.)

Vaihtoehtoisesti c_{scd} -rakennekerroin voidaan määrittää erityyppisille rakenteille standardin SFS-EN 1991-1-4 (eurokoodi 1: rakenteiden kuormat. Osa 1-4: Yleiset kuormat. Tuulikuormat) mukaisesti.

Tuulikuorman vaikutusalalla tarkoitetaan seinän pinta-alaa, johon tuulen nopeuspaine kohdistuu. Tuulikuorman vaikutusala lasketaan kaavasta (Suunnitteluperusteet ja rakenteidenkuormat: RIL 201-1-2017, 140):

$$A_{ref} = b * h \quad (7)$$

jossa,

b = rakennuksen leveys tuulen vaikutussuuntaan nähden (m)

h = rakennuksen korkeus (m)

4.2.3.2 Pintojen osapaine menetelmä

Yksittäiset rakenneosat mitoitetaan pintojen osapaineiden avulla. Tuulikuorma lasketaan ulko- ja sisäpintoihin vaikuttavien painekertoimien avulla. Painekertoimien avulla voidaan myös laskea kokonaistuulikuorma. (Suunnitteluperusteet ja rakenteidenkuormat: RIL 201-1-2017.2019,138.)

Ulkopintoihin vaikuttava tuulen paine W_e lasketaan kaavalla (Suunnitteluperusteet ja rakenteidenkuormat: RIL 201-1-2017, 139):

$$w_e = q_p(Z_e) * c_{pe} \quad (8)$$

jossa

w_e = korkeudella (Z_e), vaikuttava ulkopuolinen paine (kN/m^2)

$q_p(Z_e)$ = puuskanopeuspaine (kN/m^2)

c_{pe} = ulkoisen paineen painekerroin (taulukko 9)

Z_e = nopeuspainekorkeus (m)

Sisäpintoihin vaikuttava tuulen paine W_i lasketaan kaavalla (Suunnitteluperusteet ja rakenteidenkuormat: RIL 201-1-2017, 139):

$$w_i = q_p(Z_i) * c_{pi} \quad (9)$$

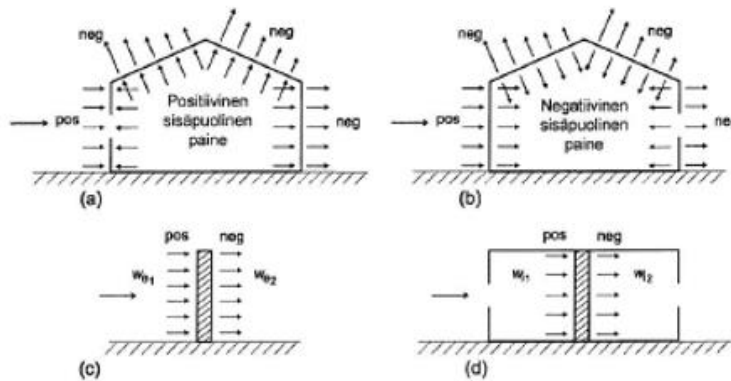
jossa

w_i = sisäpuolinen paine (kN/m^2)

$q_p(Z_i)$ = puuskanopeuspaine (kN/m^2)

c_{pi} = sisäisen paineen painekerroin (taulukko 10)

Z_i = nopeuspainekorkeus (m)



Kuva 10. Pintoihin vaikuttava paine (Suunnitteluperusteet ja rakenteidenkuormat: RIL 201-1-2017, 139).

Rakenneosiin vaikuttavat tuulikuormat lasketaan pintoihin vaikuttavien paineiden kautta. Kokonaistuulikuorman laskennassa täytyy myös huomioida pinnan suuntaisesti vaikuttava kitakuorma. Kokonaistuulikuorma lasketaan kuormaresultantin vektorisummana. Rakenneosien kokonaistuulikuormaa laskettaessa täytyy huomioida kuormitusten suunnat kuvan 8 mukaisesti. (Suunnitteluperusteet ja rakenteidenkuormat: RIL 201-1-2017, 138.)

Rakenneosien kokonaistuulikuorma lasketaan kaavalla (Suunnitteluperusteet ja rakenteidenkuormat: RIL 201-1-2017, 144):

$$F_w = F_{w,e} + F_{w,i} \quad (10)$$

jossa

F_w = rakenneosiin kohdistuva tuulikuorma (kN/m²)

$F_{w,e}$ = ulkopuolinen painekuorma (kN/m²)

$F_{w,i}$ = sisäpuolinen painekuorma (kN/m²)

Kokonaistuulikuorma pintapaineiden avulla lasketaan kaavalla (Suunnitteluperusteet ja rakenteidenkuormat: RIL 201-1-2017, 144):

$$F_w = \gamma_e F_{w,e} + F_{w,i} + F_{fr} \quad (11)$$

jossa

γ_e = paine- ja imuvoimien huippuarvojen samaan aikaisuuden huomioiva kerroin

$\gamma_e = 1,0$	Jos $h/d \geq 5$
$\gamma_e = 0,85$	Jos $h/d \leq 1$

Väliarvot interpoloidaan

$F_{w,e}$ = ulkopintaan vaikuttava painekuorma (kN/m²)

$F_{w,i}$ = sisäpintaan vaikuttava painekuorma (kN/m²)

F_{fr} = kitkavoima (kN/m²)

Rakenneosiin kohdistuva tuulesta aiheutuva ulkopuolinen kuorma lasketaan kaavalla (Suunnitteluperusteet ja rakenteidenkuormat: RIL 201-1-2017, 143):

$$F_{w,e} = c_s c_d * \sum w_e * A_{ref} \quad (12)$$

jossa

$w_e = q_p(Z_e) c_{pe}$ = korkeudella (Z_e), vaikuttava ulkopuolinen paine (kN/m²)

c_e = ulkoisen nopeuspaineen kerroin

$c_s c_d$ = rakennekerroin

A_{ref} = tuulenpaineen pinnan vaikutusala (m²)

Rakenneosiin kohdistuva tuulesta aiheutuva sisäpuolinen kuorma lasketaan kaavalla (Suunnitteluperusteet ja rakenteidenkuormat: RIL 201-1-2017, 143):

$$F_{w,i} = \sum w_i * A_{ref} \quad (13)$$

jossa

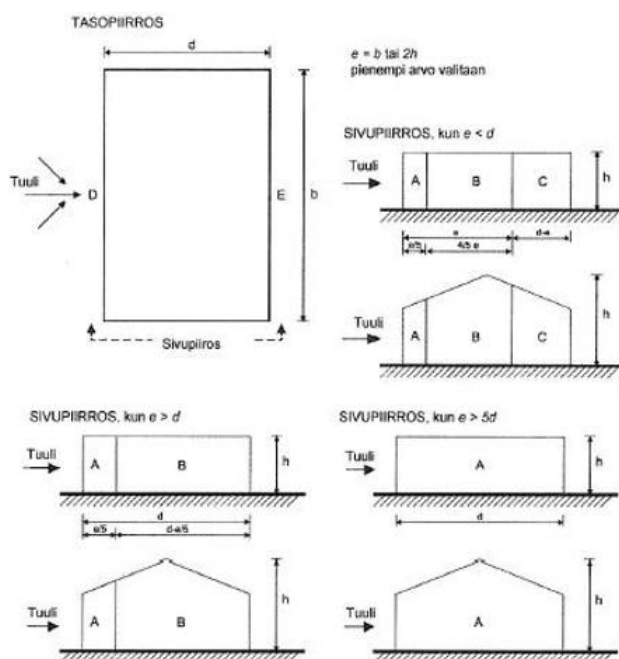
$w_i = q_p(Z_i)c_{pi}$ = sisäpuolinen paine (kN/m²)

c_{pi} = sisäisen nopeuspaineen kerroin

A_{ref} = tuulenpaineen pinnan vaikutusala (m²)

Kokonaistuulikuormaa määrittäessä pintojen osapaineiden avulla täytyy myös huomioida pinnan suuntaisesti vaikuttava kitkakuorma. Kitkakuorma voidaan jättää huomioimatta, jos tuulen suuntaan olevien pintojen kokonaisala on suurimmillaan neljä kertaa kaikkien tuulta kohtisuoraan vastaan olevien ulkopintojen kokonaisalasta. (Suunnitteluperusteet ja rakenteidenkuormat: RIL 201-1-2017, 143.) Tässä opinnäytetyössä kitkakuorman vaikutuksen on jätetty huomioimatta, koska rakennuksen rungon suunnittelussa rakenneosaan vaikuttava tuulikuorma on laskettu voimakertoimen menetelmää käyttämällä.

Tuulenpaineita mitoittaessa tulee huomioida, että tuulenpaine ei jakaudu tasaisesti rakennuksen pintoihin. Tämän vuoksi tuulikuormaa laskettaessa rakennus jaetaan vyöhykkeisiin, joihin vaikuttavat rakennuksen mittasuhteet. Suorakaiteen muotoisen rakennuksen painevyöhykkeet esitetään kuvassa 11.



Kuva 11. Vyöhykekaaviot (Suunnitteluperusteet ja rakenteidenkuormat: RIL 201-1-2017, 150)

Ulkopuolisen paineen kertoimet c_{pe} riippuvat rakenteen tuulikuormitusalan pinta-alasta. Taulukossa 9 on esitetty ulkopuolisen paineen kertoimet pohjaltaan suorakulmaisten rakennusten pystysuorille seinille, joiden kuormitus alat ovat 1m² ja 10m². Muille kuormitusaloille käytetään painekertoimena kaava (15). Taulukon arvoja voidaan soveltaa tasa-, harja-, sekä pulpettikattoisen rakennuksen seinille. (Suunnitteluperusteet ja rakenteidenkuormat: RIL 201-1-2017, 147.)

Taulukko 9. Pohjaltaan suorakulmaisten rakennusten pystysuorille seinille tulevat painekertoimet c_{pe} (Suunnitteluperusteet ja rakenteidenkuormat: RIL 201-1-2017, 150)

Vyöhyke	A		B		C		D		E	
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
≥ 5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,3	

Taulukossa $C_{pe,1} = 1,0\text{m}^2$ ja $C_{pe,10} = 10,0\text{m}^2$

c_{pe} arvot välillä $1\text{m}^2 < A < 10\text{m}^2$ lasketaan kaavalla (Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat: RIL 201-1-2017, 148):

$$c_{pe} = c_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10}) \log_{10} A \quad (15)$$

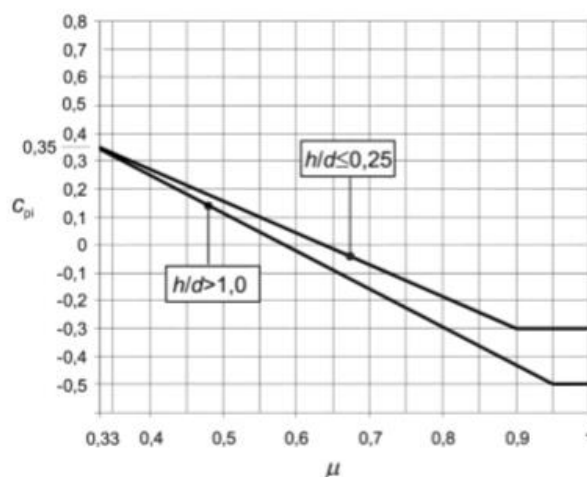
Rakennuksen tuulenpaineita laskettaessa on laskennassa huomioita myös rakennuksen sisäpuolisen paineen vaikutus, joka vaikuttaa yhtä aikaa ulkopuolisen paineen kanssa. Sisäpuolisen paineen c_{pi} kertoimeen arvoon vaikuttaa rakennuksen vaipassa olevien aukkojen koko ja sijainti. Alla olevassa taulukossa 10 on sisäpuolisen paineen kertoimia, jotka lasketaan ulkopuolisen paineen avulla. (Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1–4: Yleiset kuormat. Tuulikuormat, 86.)

Taulukko 10. Sisäpuolisen paineen kertoimet c_{pi} (Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1–4: Yleiset kuormat. Tuulikuorma, 88–90)

	C_{pi}
Määräävän sivun aukkojen pinta-ala on kaksinkertainen, verrattuna muilla sivuilla yhteensä olevien aukkojen alaan verrattuna	$0,75 * c_{pe}$
Määräävän sivun aukkojen pinta-ala on vähintään kolminkertainen muilla sivuilla yhteensä olevien aukkojen alaan verrattuna	$0,90 * c_{pe}$

Jos rakennuksessa ei ole määräävää sivua, määritellään kerroin kuvasta

HUOM. Rajojen $h/d=0,25$ ja $h/d=1,0$ välillä arvoilla voidaan käyttää lineaarista interpolatiota



μ = aukkosuhde

$$\mu = \frac{\sum \text{niiden aukkojen pinta-ala, joiden kohdalla } c_{pe} \text{ on negatiivinen tai } -0,0}{\sum \text{kaikkien aukkojen pinta-ala}}$$

HUOM. 1 Tämä koskee rakennusten ulkoseiniä ja vesikattoa riippumatta siitä, onko rakennuksessa väliseiniä.

HUOM. 2 Jos aukkosuhdetta μ ei voi tietyssä tapauksessa arvioida tai arviota hyvin perustella, käytetään sisäpuolisen paineen kertoimen c_{pi} arvona vaarallisemman vaikutuksen tuottavaa arvoista +0,2 and -0,3.

Mikäli rakennuksessa on täysin avoimia sivuja, määritellään sisäisen tuulenpaineen kertoimet C_{pi} arvot taulukon 11 mukaisesti. Tällainen tilanne voi syntyä esimerkiksi silloin kun hallirakennuksessa on suuret oviaukot.

Taulukko 11. Sisäpuolisen paineen kertoimet c_{pi} , kun rakennuksessa on avoimia sivuja. (Suunnittelu-perusteet ja rakenteidenkuormat: RIL 201-1-2017,163)

Tuulen suunta θ	Yksi avoin sivu ¹⁾		Kaksi vierekkäistä avointa sivua ²⁾	Kolme vierekkäistä avointa sivua ³⁾
	Lyhyempi sivu avoin	Pidempi sivu avoin		
$\pm 0^\circ$	+ 0,85	+0,68	+0,77	+0,60
$\pm 90^\circ$	-0,60	-0,40	+0,77, -0,38	0
$\pm 180^\circ$	-0,16	-0,16	-0,30	-0,39
$\pm 270^\circ$	-0,60	-0,40	+0,77	0

¹⁾ Suuntakulma $\theta = 0^\circ$, kun tuuli puhaltaa avoimesta sivusta rakennuksen sisään

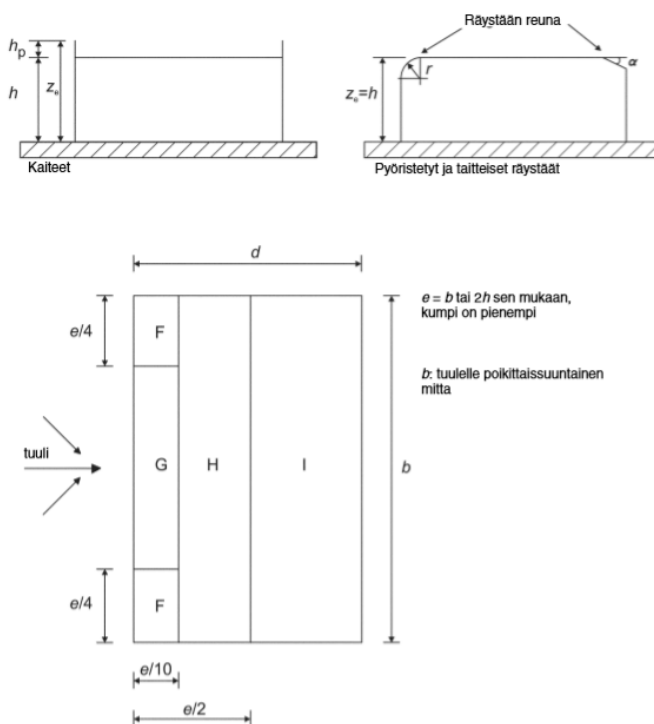
²⁾ Suuntakulma $\theta = 0^\circ$, kun tuuli puhaltaa pidemmästä avoimesta sivusta rakennuksen sisään. Tuulen suuntakulmalle $\theta = 90^\circ$ annetaan kaksi arvoa. Negatiivinen arvo koskee tuulenpuoleista lyhyttä sivua, johon tuuli puhaltaa ulkoapäin. Positiivinen arvo koskee samaa sivua tilanteessa, jossa tuulen suunta on päinvastainen

³⁾ Näitä arvoja sovelletaan silloin, kun seinään liittyy katos. Suuntakulma $\theta = 0^\circ$ silloin, kun tuuli puhaltaa katoksen sisään, kohtisuorasti seinää vastaan.

Tuulenpaineesta aiheuttavat kuormat vaikuttavat rakennuksen seinien lisäksi myös rakennuksen kattoon. Tuulenpaineet eivät jakaudu tasaisesti rakennuksen katonleveydelle, vaan katto jaetaan myös vyöhyk-

keisiin. Tuulenpaineen vyöhykkeet katolla riippuvat katon muodosta ja kaltevuudesta. Jokaiselle erilaiselle kattotyypille (harja-, tasa-, pulpetti-, auma-, saha-, kaari- ja kupolikatto) on määritetty oma vyöhykekaavio. Tässä opinnäytetyössä mitoitettava halli oli tasakattoinen, joten käsittelemme tasakattoisen rakennuksen painekertoimet.

Tasakatoksi luokitellaan katot, joiden kaltevuus on $-5^\circ \leq \alpha \leq +5^\circ$ (Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1–4: Yleiset kuormat. Tuulikuorma, 64).



Kuva 12. Tasakaton vyöhykekaavio (Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1–4: Yleiset kuormat. Tuulikuorma, 66)

Taulukko 12. Ulkopuolisen paineen kertoimet tasakaton (Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1–4: Yleiset kuormat. Tuulikuorma, 68)

Kattorakenne		Vyöhyke							
		F		G		H		I	
		C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}
Teräväreunaiset räystäät		-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	+0,2 -0,2	
Kai- teilla varus- tetut	h _p /h = 0,025	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	+0,2 -0,2	
	h _p /h = 0,05	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	+0,2 -0,2	

räys- tää	hp/h = 0,10	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	+0,2 -0,2
Pyöris- tetyt	r/h = 0,05	-1,0	-1,5	-1,2	-1,8	-0,4		+0,2 -0,2
räys- tää	r/h = 0,10	-0,7	-1,2	-0,8	-1,4	-0,3		+0,2 -0,2
	r/h = 0,20	-0,5	-0,8	-0,5	-0,8	-0,3		+0,2 -0,2
Taittei- set	$\alpha = 30^\circ$	-1,0	-1,5	-1,0	-1,5	-0,3		+0,2 -0,2
räys- tää	$\alpha = 45^\circ$	-1,2	-1,8	-1,3	-1,9	-0,4		+0,2 -0,2
	$\alpha = 60^\circ$	-1,3	1,9	-1,3	-1,9	-0,5		+0,2 -0,2

HUOM. 1 Katoille, joilla on kaiteet, tai joiden räystäät on pyöristetty, voidaan käyttää lineaarista interpolaatiota suhteiden hp/h ja r/h väliarvoille.

HUOM. 2 Katoille, joilla on taitteiset räystäät, voidaan käyttää lineaarista interpolaatiota arvojen $\alpha = 30^\circ$, 45° ja $\alpha = 60^\circ$ välillä. Kun $\alpha > 60^\circ$, voidaan käyttää lineaarista interpolaatiota kulmaa $\alpha = 60^\circ$ vastaavien arvojen ja teräväreunaisilla räystäillä varustettujen tasakattojen arvojen välillä.

HUOM. 3 Vyöhykkeellä I, jolle on annettu positiiviset ja negatiiviset $|A1|$ arvot, otetaan molemmat arvot huomioon. $<A1|$.

HUOM. 4 Itse räystäätaitteen osalta ulkopuolisen paineen kertoimet esitetään taulukon 7.4a "Ulkopuolisen paineen kertoimet harjakatoille ja kuvetaitteisille katoille: tuulen suunta $\theta = 0^\circ$ " vyöhykkeitä F ja G vastaavissa sarakkeissa taitteisen räystään kaltevuuskulmasta riippuen.

HUOM. 5 Itse räystääspyörityksen osalta ulkopuolisen paineen kertoimet saadaan lineaarisesti interpoloimalla pitkin kaarta seinää ja kattoa koskevien arvojen väliltä.

$|A1|$ HUOM 6. Taitteisille räystäälle, joiden vaakasuuntainen mitta on vähemmän kuin e/10, käytetään terävänurkkaisen räystään arvoja. Ks. kuvaa 7.6 parametrin e määrittämiseksi. $<A1|$

Taulukko 13. Tuulikuormien vertailu

Voimakerroinmenetelmä [kN/m ²]		Pintojen osapaine- menetelmä [kN/m ²]								
Rakennuksen pääty	Rakennuksen sivu	A	B	C	D	E	F	G	H	I
0,470	0,658	0,916	0,499	-0,526	0,273	0,395	-2,03	-0,765	-0,377	0,200

Tuulikuormien vertailu osoittaa, että pintojenosapaineiden menetelmällä voidaan saada tuulikuormat eriteltyä hyvinkin tarkasti rakennuksen eripinnoille. Voimakerroinmenetelmä on yksinkertaisempi ja tämän vuoksi soveltuu rakennuksen rungon sekä jäykistyksen mitoittamiseen. Opinnäytetyössä tarkasteltava sivu vastaa voimakerroinmenetelmässä rakennuksen sivua (0,658 kN/m²) ja pintojen osa-

paine -menetelmässä vyöhykettä $E (0,395\text{kN/m}^2)$. Rakennuksen runko mitoitettiin voimakerroinmenetelmällä. Pintojen osapaineiden avulla laskettua tuulikuormaa voidaan käyttää esimerkiksi jatkossa mitoitettavien pelti-villa-pelti elementtien kiinnityksiin.

4.2.4 Nosturikuorma

Nosturikuormat ovat liikkuvia muuttuvia kuormia sekä onnettomuuskuormia ja niiden dynaamiset vaikutukset on otettava huomioon. Nosturista aiheutuvat kuormat jaetaan nosturin oman painon sekä hyötykuorman aiheuttamiin pystysuuntaisiin nosturikuormiin sekä muuttuviin vaakasuuntaisiin kuormiin, joita aiheuttavat kiihdytys ja jarrutus, vinoon ajo tai muut dynaamiset vaikutukset esim. taakan heiluminen. Lisäksi nosturista voi aiheutua onnettomuuskuormia nosturin törmätessä puski-meen tai taakan törmäämisestä. Nosturikuormien dynaamiset vaikutukset huomioidaan suurennuskertoimilla kaavalla (16). Nosturikuormien staattiset ja dynaamiset kuormat sekä muut konetta koskevat tiedot määrittelee nosturin toimittaja. (Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 3: Nostureista ja muista koneista aiheutuvat kuormat, 22–24.)

Nosturikuormat, jotka huomioivat dynaamiset vaikutukset lasketaan kaavalla (Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 3: Nostureista ja muista koneista aiheutuvat kuormat, 22–24):

$$F_{\varphi k} = \varphi * F_k \quad (16)$$

jossa

$F_{\varphi k}$ = nosturikuorman ominaisarvo

φ = dynaaminen suurennuskerroin

F_k = nosturikuorman komponentin ominaisarvo

Taulukko 14. Dynaamiset suurennuskertoimet (Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 3: Nostureista ja muista koneista aiheutuvat kuormat, 24)

Dynaamiset suurennuskertoimet	Huomioon otettava vaikutus	Vastaava staattinen komponentti
φ_1	kokonaiskuorman maasta nostosta nosturirakenteeseen aiheuttava herätekuorma	Nosturin omapaino
φ_2 Tai φ_3	kokonaiskuorman nosturille siirtymisestä aiheutuvat dynaamiset vaikutukset maasta nostosta taakan äkillisestä irtoamisesta aiheutuvat dynaamiset vaikutukset, jos käytetään esim. kahmareita tai magneetteja	hyötykuorma
φ_4	nosturin ajosta nosturiradalla aiheutuvat dynaamiset vaikutukset	nosturin oma paino ja hyötykuorma

Taulukko 16. Nosturikuormien yhdistelykertoimet (Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 3: Nostureista ja muista koneista aiheutuvat kuormat, 68)

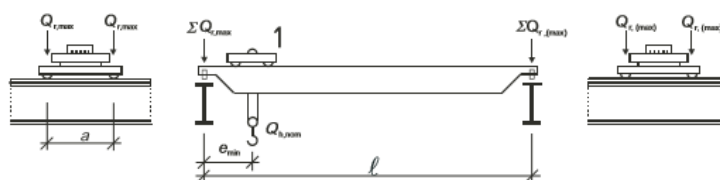
Kuormitus	Merkintä	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Yksittäinen nosturi tai nosturikuormien ryhmä	Q_r	1,0	0,9	Pysyvän nosturikuorman suhde nosturin aiheuttamaan maksimikuormaan

ψ = pysyvän nosturikuorman suhde nosturin aiheuttamaan maksimikuormaan

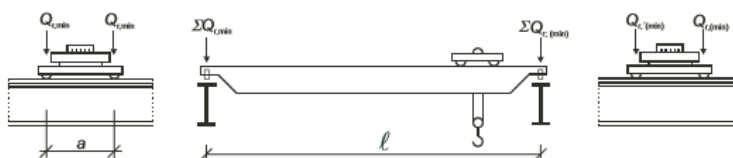
Opinnäytetyössä mitoitettavaan halliin tulee siltanosturi. Siltanostureista aiheutuu pysty- sekä vaakakuormia. Lisäksi laskennassa tulee ottaa huomioon koekuorma sekä onnettomuuskuormat.

Siltanostureista aiheutuvia pystykuormia ovat: Q_c = nosturin omapaino, joka koostuu kahdesta osasta: Q_{c1} = nosturi sillan paino sekä Q_{c2} = nostovaunun paino ja Q_h = hyötykuorma. Nämä arvot tulevat nosturitoimittajalta. Siltanosturiin rataa nähden aiheutuvia vaakakuormia ovat nosturin kiihdytyksistä ja jarrutuksista syntyvät kuormat, nostovaunun kiihdytyksistä ja jarrutuksista syntyvät kuormat, vinoon ajosta syntyvät kuormat sekä tuulikuorma. Nosturin kiihdytyksestä ja jarrutuksista aiheutuvat vaakavoimat lasketaan kaavoilla 17 ja 18. (Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat: RIL 201-2-2017, 142–146.) Usein nosturitoimittaja toimittaa suunnittelutoimistolle pyöräkuorma laskelmat ilman dynaamisia kertoimia. Tässä opinnäytetyössä tarkoituksena oli laskea pyöräkuormat mitoitushjeen mukaan ja verrata laskelmia nosturitoimittajan antamiin. Nosturikuormien laskelmat löytyvät liitteestä 3.

Koekuormat, jotka muodostuvat staattisesta ja dynaamisesta koekuormasta, lasketaan korottamalla hyötykuormaa. Dynaaminen koekuorma on 110 % hyötykuormasta ja staattinen koekuorma on 125 % hyötykuormasta. Näiden dynaamisuuskertoimet löytyvät taulukosta 16. Lisäksi rakenteita mitoitettaessa on tärkeää huomioida nosturin aiheuttamat onnettomuuskuormat. Nosturin puskimeen ajosta johtuva voima lasketaan kaavalla 19. Puskinvoimat otetaan tiettyjen kantavan rungonosien mitoituksessa huomioon sekä puskinen sekä puskin vasteen mitoituksessa. Mikäli taakalla on mahdollisuus heilua vapaasti, voidaan puskinen ajovoimaksi kaavan 19 sijasta valita 10 % hyötykuorman ja nostinvaunun painosta. (Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat: RIL 201-2-2017, 145.)



a) Kuormitetun nosturin kuormituskaavio, jonka vaikuttaessa saadaan ratapalkin maksimikuormitus



b) Kuormittamattoman nosturin kuormituskaavio, jonka vaikuttaessa saadaan ratapalkin minimikuormitus

Kuva 13. Kuormajärjestely ratapalkin kuormien laskentaan (Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 3: Nostureista ja muista koneista aiheutuvat kuormat, 28)

Taulukko 17. Dynaamiset suurennuskertoimet. (Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat: RIL 201-2-2017, 142–146)

Pystykuormien dynaamiset kertoimet	
φ_1	$0,9 < \varphi_1 < 1,1$ (värähtelyiden ala- ja ylä- arvoja)
φ_2	$\varphi_{2,min} + \beta_2 V_h$ V_h = vakio nostonopeus $\varphi_{2,min}$ β_2 (ks taulukko X)
φ_3	$\varphi_3 = 1 - \frac{\Delta m}{m} * (1 + \beta_3)$ missä Δm = vapautettu tai pudotettu osuus kuormasta m = nostettu massa kokonaisuudessaan $\beta_3 = 0,5$ nosturit, jotka on varustettu kahmarilla tai vastaavalla hitaasti toimivalla laitteella $\beta_3 = 1,0$ nosturit, jotka on varustettu magneetilla tai vastaavalla nopeasti toimivalla laitteella
φ_4	$\varphi_4 = 1,0$ edellyttäen, että rataiskot täyttävät standardin SFS-EN 1990-2 luokan 1 mukaiset toleranssi-vaatimukset
Vaakakuormien dynaamiset kertoimet	
φ_5	1,0... 3,0 ajokoneistosta riippuen
Koekuormien dynaamiset kertoimet	
φ_6	$0,5 * (1 + \varphi_{2,min})$ kun dynaaminen koekuorma 110 % hyötykuormasta
φ_6	1,0 kun staattinen koekuorma 125 % hyötykuormasta
Puskin kuormien dynaamiset kertoimet (ξ_b = puskin voima)	
φ_7	1,25 $0 \leq \xi_b \leq 0,5$
φ_7	$1,25 + 0,7 (\xi_b - 0,5)$ $0,5 \leq \xi_b \leq 1,0$

Taulukko 18. Kertoimien arvot pystykuormille (Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat: RIL 201-2-2017, 142)

Nostoluokka	β_3	φ_2
HC1	0,17	1,05
HC2	0,34	1,10
HC3	0,51	1,15
HC4	0,68	1,20

Nosturin kiihdytyksestä ja jarrutuksista aiheutuvat vaakavoimat (Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat: RIL 201-2-2017, 142–146):

$$H_{T,1} = \varphi_5 \xi_2 \frac{M}{a} \quad (17)$$

$$H_{T,2} = \varphi_5 \xi_1 \frac{M}{a} \quad (18)$$

jossa

φ_5 = dynaamisuuskertoin

$\xi_1 = \Sigma Q_{r, \max} / \Sigma Q_r$

$\xi_2 = 1 - \xi_1$

$\Sigma Q_r = \Sigma Q_{r, \max} + \Sigma Q_{r, \min}$

$M = K \cdot I_s$

K = ajovoima = $\mu \cdot m_w \cdot \Sigma Q_{r, \min}$

m_w = erillisten ajokoneiden lukumäärä

μ = kitkakerroin

a = nosturin pyörien väli

Nosturin puskimeen ajosta aiheutuva onnettomuuskuorma (Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat: RIL 201-2-2017, 146):

$$H_{B,1} = \varphi_7 v_1 \sqrt{m_c S_B} \quad (19)$$

jossa

φ_7 = dynaamisuuskertoin

v_1 = 70 % nosturin ajonopeudesta (m/s)

m_c = nosturin ja hyötykuorman massa (kg)

S_B = puskimen jousivakio (N/m)

4.3 Onnettomuuskuormat

Rakenteiden tulee kestää mahdolliset onnettomuuskuormat kuten räjähdykset ja törmäykset siten, että paikallinen vaurio ei aiheuta koko rakennuksen tai sen suuren osan sortumista. Rakennuksella

tulee siis olla riittävä vaurionsietokyky. Onnettomuuskuormat jaetaan kahteen eri luokkaan; ennalta määritettäviin sekä määrittelemättömiin. Rakenteisiin kohdistuvat törmäys- ja räjähdyskuormat kuuluvat ennalta määrättäviin onnettomuuskuormiin. Määrittelemättömissä kuormissa kuorman lähdettä ei tunneta. (Eurokoodi 1.Rakenteiden kuormat. Osa 1–7: Yleiset kuormat. Onnettomuuskuormat, 26–28.) Jokaisessa hankkeessa käytettävät toimintaperiaatteet ja säännöt sovitaan tilaajan sekä viranomaisen kanssa hankekohtaisesti (Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat: RIL 201-2-2017, 99).

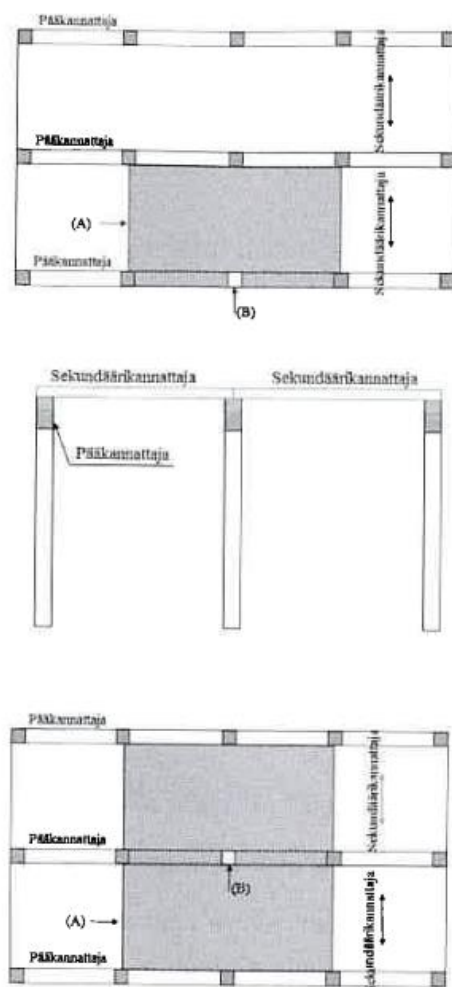
Rakenteen riittävä kestävyys ennalta määriteltäviin kuormiin (esim. törmäys, räjähdys) voidaan varmistaa estämällä tai pienentämällä onnettomuuskuormaa, varmistamalla rakenteen vaurionsietokyky sekä mitoittamalla rakenteet onnettomuuskuormia kestäviksi (Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat: RIL 201-2-2017, 99).

Rakenteen vaurionsietokyky määrittelemättömiin onnettomuuskuormiin voidaan varmistaa käyttämällä yhtä tai useampaa seuraavista menettelytavoista:

- 1) Suunnitellaan rakenneosta riittävän sitkeiksi, jotta ne voivat absorboida muodonmuutosenergiaa vaurioitumatta
 - 2) Suunnitellaan rakenteen stabiiliuteen vaikuttavat komponentit merkittävinä rakenneosina, jolloin todennäköisyys rakenteen kestävyydestä onnettomuustilanteessa kasvaa
 - 3) Suunnitellaan rakenne niin, että sillä on riittävä staattinen määräämättömyys ja varmistetaan kuormien siirtyminen vaihtoehtoisia reittejä pitkin onnettomuuden jälkeen
- (Eurokoodi 1.Rakenteiden kuormat. Osa 1–7: Yleiset kuormat. Onnettomuuskuormat, 26.)

Rakennuksen seuraamusluokka määrittelee onnettomuuskuormien mukaan suositeltavia toimintaperiaatteita. Luokitus perustuu standardin SFS-EN 1991-1-7 kohdan 3.4(1) mukaisiin vähäisten, keski suurten ja suurten seuraamusten luokkiin. (Eurokoodi 1.Rakenteiden kuormat. Osa 1–7: Yleiset kuormat. Onnettomuuskuormat, 28.) Tässä opinnäytetyössä mitoitettava halli kuuluu seuraamusluokkaan CC2. Tällöin onnettomuusmitoitustilanteen tarkasteluun voidaan käyttää yksinkertaistettua analyysiä, joka perustuu kuormitusmalleihin tai yksityiskohtien suunnittelun sääntöihin.

Kirjassa Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat: RIL 201-2-2017 sanotaan, että hallimaisissa rakennuksissa paikallisen vaurion laajuus voi pilarin vaurioituessa olla enintään pilariin tukeutuvien pääkannattajien yhteenlaskettu pituus kertaa pääkannattajien väli kerrottuna kahdella. Lisäksi paikallisen vaurion laajuus voi olla, pääkannattajien ollessa ulkoseinälinjalla, pilariin tukeutuvien pääkannattajien yhteenlaskettu pituus kertaa pääkannattajien väli. Mikäli hallimaisen rakennuksen pystyrunkona käytetään kantavia seiniä, paikallisen vaurion laajuus voi olla seinän kannattamien vaakarakenteiden pituus kerrottuna mitalla 2H, jossa H on kantavan seinän korkeus (Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat: RIL 201-2-2017.2017,102.) Kuvassa 14 näkyy hallimaisen rakennuksen hyväksyttävä vaurioala.

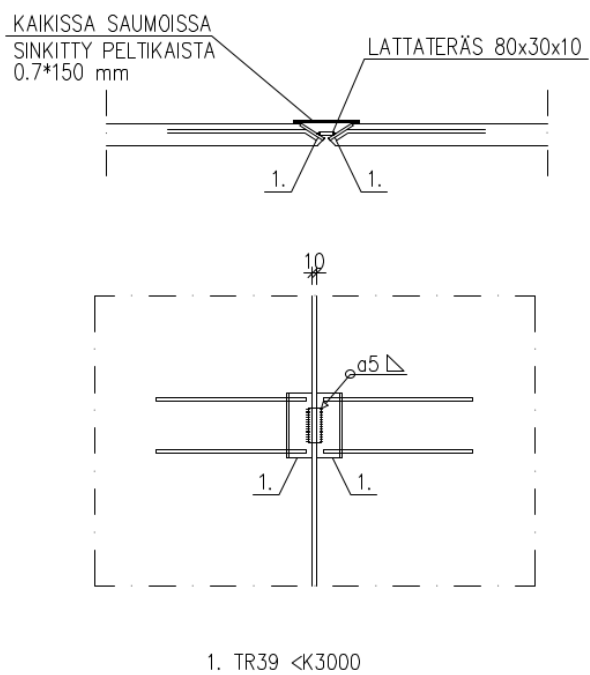


(A) Paikallinen vaurio

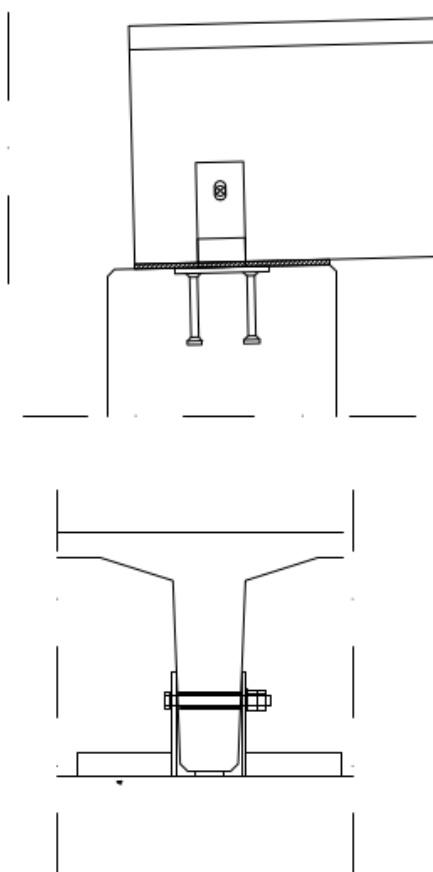
(B) Poistettavaksi ajateltu piiri

Kuva 14. Hallimaisen rakennuksen hyväksyttävä vaurioala. (Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat: RIL 201-2-2017, 103.)

Kyseisessä hallissa käytettiin rakennuksen vaurionsietokyvyn varmistamiseen seuraamusluokan CC2 suositeltavia toimintaperiaatteita, joita ovat vaakasiteet sekä vaakarakenteiden ankkurointi pystyrakenteisiin. Yläpohja sekä välipohja varustetaan kohtisuoraan toisiaan vastaan olevilla sisäpuolisilla siteillä sekä laatan ympärikiertävillä rengassiteillä. Siteet tulee sijaita lähellä välipohjien reunoja, pilari- ja seinälinjoja. Siteillä tulee olla riittävä muodonmuutoskyky, jotta ne voivat toimia korvaavana kuormansiirtorakenteena. (Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat: RIL 201-2-2017, 120.) TT-laatoissa siteinä toimivat elementtitehtaalla valuun asennetut kiinnityslevyt. Näiden kiinnityslevyjen välille tehdään asennuksen yhteydessä hitsiliitos, jotta kuormat siirtyvät laatalta toiselle ja yläpohjasta muodostuu jäykkä levy. Kuvassa 15 näkyy liitoksen periaate. Siteiden kestävyys on mitoitettu liitteessä 2 RIL 201-4-2017 laskenta perusteiden mukaisesti. Mitoitettavassa hallissa TT-laatat tukeutuvat palkkeihin vinosti, joten mahdollinen laattojen liukuminen täytyy estää. Tämä toteutettiin kuvassa 16 näkyvän liitoksen muodossa. Rakenteiden vaurionsietokykyä parannettiin seinärakenteiden osalta niin, että sokkielelementit toteutettiin korkeina, jotta mahdolliset hallissa liikkuvat ajoneuvot tai koneet eivät aiheuta vaurioita ulkoseinän pelti-villa-pelti elementteihin.



Kuva 15. Esimerkkikohteen detalji TT-laattojen sidonnasta



Kuva 16. Esimerkki kohteen detalji TT-laattojen kiinnityksestä palkkeihin

4.4 Mittaepätarkkuudet

Mittaepätarkkuudet huomioidaan muiden vaakakuormien kanssa. Mittaepätarkkuudet on huomioitu suunnittelussa osavarmuusluvuissa, mutta esimerkiksi pilareiden mitoituksessa otetaan huomioon erillisten kaavojen mukaan. Mittaepätarkkuudet huomioidaan kaavalla:

$$\theta = \left(\frac{1}{200} \right) * \alpha_h * \alpha_m \quad (20)$$

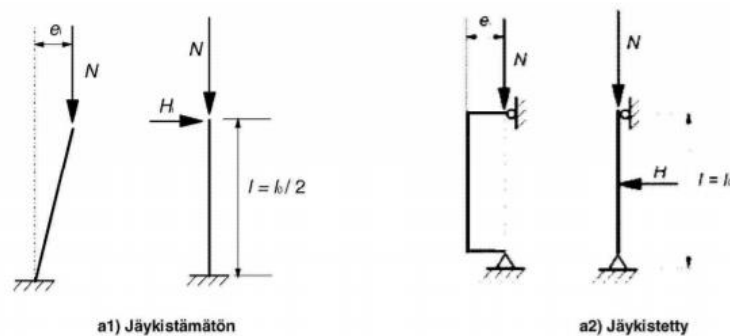
jossa

$$\alpha_h = \left(\frac{2}{\sqrt{l}} \right) \quad \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0 \quad (21)$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 * \left(1 + \frac{1}{m} \right)} \quad (22)$$

l = rakennuksen korkeus

m = pystyrakennneosien lukumäärä, joka aiheuttaa jäykistysjärjestelmään vaakavoimia



Kuva 17. Mittaepätarkkuuksien vaikutus erilaisiin rakenneosiin (Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1–1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 57)

5 RAKENTEIDEN SUUNNITTELU

Rakennettavan rakennuksen rakenteet täytyvät suunnitella ja toteuttaa, siten että rakenteet säilyttävät luotettavuutensa mitoitettun käyttöiän ajan ja taloudellisesti kestää kaikki todennäköisesti vaikuttavat kuormat ja vaikutukset sekä säilyttää käyttökelpoisuutensa. Rakenteella tulee myös olla riittävä kestävyys, käyttökelpoisuus, säilyvyys sekä tulipalon kestävyys. Onnettomuustilanteissa syntyviä suuria vaurioita on pyrittävä ehkäisemään rajoittamalla vaaratilanteita sekä niiden suuruutta, estämällä jatkuvia sortumia ja valitsemalla rakenneratkaisuja, jotka eivät sorru varoittamatta. (Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat: RIL 201-1-2017, 25.)

Rakenteiden suunnittelua ohjaavat normit ja standardit. Betonivalmisosarakentamista koskeva viranomais sääntö koostuu laeista, asetuksista, viranomais määräyksistä sekä ohjeista (Elementtisuunnittelu d). Maankäyttö- ja rakennuslaissa asetetaan rakentamisen yleiset vaatimukset, tekniset edellytykset sekä lupamenettely ja viranomaisvalvonta. Suomen rakentamismääräyskokoelma sisältää tarkemmat rakentamista koskevat säännökset ja ohjeet. (YM.) Lisäksi suunnittelua ohjaavat erilaiset standardit, jotka voidaan tehdä valitusmenettelyillä pakollisiksi tai hyväksytyiksi ratkaisuksi (Elementtisuunnittelu d). Tästä esimerkkinä ovat eurokoodit, jotka tulivat voimaan syksyllä 2014 yhdessä ympäristöministeriön vahvistamien kansallisten liitteiden kanssa (SFS). Erilaiset betonistandardit voidaan jakaa seuraaviin tyyppeihin; suunnittelustandardi, tuotestandardi, testausstandardi sekä toteutus standardi (Elementtisuunnittelu d).

Ympäristöministeriön asetus kantavista rakenteista sanoo, että rakennushankkeeseen ryhtyvän on huolehdittava, että rakenteet suunnitellaan ja toteutetaan siten, että niillä säilyy riittävä lujuus ja vakaus koko suunnitellun käyttöiän ajan. Rakenteella on oltava riittävä luotettavuus haitallisten muodonmuutosten, halkeamien, värähtelyjen, painumien ja muiden haitallisten vaikutusten syntymistä vastaa. (Ympäristöministeriön asetus kantavista rakenteista 2014, 2§.) Tällä tarkoitetaan esimerkiksi, että rakenteita mitoittaessa täytyy rakenteissa ottaa huomioon lujuuden lisäksi muitakin rakenteisiin vaikuttavia tekijöitä kuten taipuma tai halkeamat.

5.1 Rajatilat

Rakenteiden mitoitus pohjautuu rajatilamitoitukseen. Rajatiloja ovat murtorajatilat sekä käyttörajatilat. Rakenteen käyttäytymistä käsitellään rajatilamitoituksessa rakenteiden toimintamallien kautta. Rakenteen vaatimuksenmukaisuus todennetaan erikseen murtoraja- sekä käyttörajatiloissa. (Suomen betoniyhdistys 2013, 18.)

5.1.1 Murtorajatila

Murtorajatiloja ovat sellaiset tilanteet, joissa rakenteen sortuminen tai sitä ennen rakenteessa vallitseva tila luo vaaraa ihmisten turvallisuudelle tai omaisuudelle. Näitä tilanteita ovat rakenteen vauri-

oituminen materiaalin murtumisen, liiallisen siirtymän, mekanismiksi muuttumisen tai vakauden menettämisen takia. Lisäksi rakenne voi vaurioitua väsymisen tai ajasta riippuvan vaikutuksen vuoksi ja näin aiheuttaa vaaraa ihmisten turvallisuudelle tai omaisuudelle. (Suomen betoniyhdistys 2013, 18.)

Betonirakenteita koskee murtorajatilassa kaksi rajatilaa; kestävyysrajatila (STR) sekä staattisen tasapainon tila (EQU) (Suomen betoniyhdistys 2013, 25). Betonirakenteiden tyypillisiä murtorajatiloja ovat pilarien nurjahdusmurto, palkkien ja laattojen taivutus- tai leikkausmurto (Suomen betoniyhdistys 2013, 18).

5.1.2 Käyttörajatila

Käyttörajatilasta puhutaan silloin, kun rakenteen tai rakenneosien normaali toiminta häiriintyy. Tilanteesta ei ole haittaa rakenteen välittömälle turvallisuudelle, mutta ne ovat haitaksi ihmisten mukavuudelle tai huonontavat rakenteen ulkonäköä tai säilyvyyttä. Käyttörajatiloina tarkastellaan siirtymiä, värähtelyjä sekä vaurioita. Siirtymät vaikuttavat rakenteen ulkonäköön, rakenteen toimivuuteen sekä käyttäjien viihtyvyyteen. Liialliset värähtelyt saavat taas ihmiset tuntemaan olonsa epämukavaksi tai ne rajoittavat rakenteen käyttökelpoisuutta. Vaurioita ovat rakenteen ulkonäköön, toimivuuteen tai säilyvyyteen vaikuttavat poikkeamat. Betonirakenteiden tyypillisiä käyttörajatiloina ovat palkkien ja laattojen taipumarajatila sekä halkeamaleveysrajatila. (Suomen betoniyhdistys 2013, 18.)

5.2 Seuraamusluokka

Rakenteiden luotettavuutta hallitaan seuraamusluokan avulla. Seuraamusluokilla otetaan suunnittelussa huomioon seuraamukset mm. ihmishenkien menetykset sekä taloudelliset vahingot. Seuraamusluokka määritellään taulukon 19 mukaisesti.

Taulukko 19. Seuraamusluokka (Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat: RIL 201-1-2017, 26)

Seuraamusluokka	Seuraamusluokan kuvaus
CC3	Suuret seuraamukset ihmishenkien menetysten tai suurten taloudellisten vahinkojen takia. Luokkaan kuuluu rakennukset, joissa on suuri joukko ihmisiä. Esim. yli 8-kerroksiset asuin-, konttori- ja liikerakennukset
CC2	Keskisuuret seuraamukset ihmishenkien menetysten tai merkittävien taloudellisten vahinkojen takia. Luokkaan kuuluu ne rakenteet, jotka eivät kuulu luokkiin CC1 tai CC3.
CC1	Vähäiset seuraamukset ihmishenkien menetysten tai pienten taloudellisten vahinkojen takia. Luokkaan kuuluu 1- ja 2-kerroksiset rakennukset, joissa oleskellaan tilapäisesti.

Seuraamusluokan perusteella määräytyy rakenteiden luotettavuutta kuvaava luotettavuusluokat RC1, RC2 ja RC3. Luotettavuusluokan perusteella määräytyy kuormakerroin K_{FL} . Luotettavuusluo-

kassa RC1 kulmakerroin $K_{FI}=0,9$, luotettavuusluokassa RC2 kulmakerroin $K_{FI}=1,0$ ja luotettavuusluokassa RC3 kulmakerroin $K_{FI}=1,1$. Tässä opinnäytetyössä mitoitettava betonirunkoinen halli kuuluu seuraamusluokkaan CC2, joten kulmakerroin $K_{FI}=1,0$. (Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat: RIL 201-1-2017, 26.)

5.3 Toteutusluokka

Betonirakenteille on annettu laatuvaatimuksia. Nämä laatuvaatimukset on esitetty toteutusstandardissa, jotka koskevat työmaatoita sekä betonielementtejä. Betonirakenteiden seuraamusluokka, toleranssiluokka sekä betonin lujuusluokka vaikuttavat valittuun toteutusluokkaan. Toteutusluokan valinta puolestaan vaikuttaa materiaaliosavarmuuslukuihin. Toteutusluokan valinta sekä materiaali osavarmuusluvut ovat esitetty taulukossa 20. (Suomen betoniyhdistys 2013, 22–23.)

Taulukko 20. Toteutusluokan valinta sekä materiaaliosavarmuusluvut (Suomen betoniyhdistys 2013, 23)

Seuraamusluokka	Toleranssi-luokka	Materiaaliosavarmuus-luku	Toteutusluokka	Betoniluokat
CC1	1	Betonille $Y_c = 1,50$ Raudoitukselle $Y_s = 1,50$	1	$\leq C20/25$
	1	Betonille $Y_c = 1,50$ Raudoitukselle $Y_s = 1,50$	2	$\leq C50/60$
	1	Betonille $Y_c = 1,50$ Raudoitukselle $Y_s = 1,50$	3	$\leq C90/105$
	2	Betonille $Y_c = 1,35$ Raudoitukselle $Y_s = 1,10$	3	$\leq C90/105$
CC2	1	Betonille $Y_c = 1,50$ Raudoitukselle $Y_s = 1,50$	2	$\leq C50/60$
	1	Betonille $Y_c = 1,50$ Raudoitukselle $Y_s = 1,50$	3	$\leq C90/105$
	2	Betonille $Y_c = 1,35$ Raudoitukselle $Y_s = 1,10$	3	$\leq C90/105$
CC3	1	Betonille $Y_c = 1,50$ Raudoitukselle $Y_s = 1,50$	3	$\leq C90/105$
	2	Betonille $Y_c = 1,35$ Raudoitukselle $Y_s = 1,10$	3	$\leq C90/105$

5.4 Kuormat ja kuormitusyhdistely

Rakenteita suunniteltaessa tulee osoittaa, että kuormista aiheutuvat voimat ovat yhtä suuria tai pienempiä kuin rakenneosan kestävyys tai tasapainoa heikentävät kuormat ovat yhtä suuria tai pienempiä kuin tasapainoa parantavat kuormat.

Rakenteiden vakautta ja kestävyyttä mitoitettaessa tulee huomioida rakenteiden kuormitustilanteet sekä tunnistaa määräävin kuormitustapaus. Rakenteisiin vaikuttaa samanaikaisesti useita eri kuormia, jotka tulee ottaa huomioon erilaisten kuormitusyhdistelmien avulla. Rakenteiden kuormia yhdisteltäessä, kuormat yhdistetään käyttäen kuormien yhdistelykertoimia, koska voidaan ajatella, että

rakenteeseen ei yhtä aikaa kohdistu useaa eri kuormitusta täydellä kuormalla. Yhdistelykertoimet luokitellaan seuraavasti:

Ψ_0 = muuttuvan kuorman yhdistelykerroin

Ψ_1 = muuttuvan kuorman tavallinen yhdistelykerroin

Ψ_2 = muuttuvan kuorman pitkäaikaisarvon yhdistelykerroin

(Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat: RIL 201-1-2017, 32.)

Taulukko 21. Kuormien yhdistelykertoimet (Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat: RIL 201-1-2017, 38)

Kuorma	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Hyötykuormat rakennuksissa, luokka (SFS-EN 1991-1-1)			
Luokka A: Asuintilat	0,7	0,5	0,3
Luokka B: toimistotilat	0,7	0,5	0,3
Luokka C: kokoontumistilat	0,7	0,7	0,3
Luokka D: myymälätilat	0,7	0,7	0,6
Luokka E: varastotilat	1,0	0,9	0,8
Luokka F: liikennöitävät tilat, ajoneuvon paino ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6 ^{*)}
Luokka G: liikennöitävät tilat, $30 \text{ kN} \leq \text{ajoneuvon paino} \leq 60 \text{ kN}$	0,7	0,5	0,3 ^{*)}
Luokka H: vesikatot	0	0	0
Lumikuorma (katso SFS -EN 1991-1-3) ^{*)} , kun	0,7	0,4	0,2
$S_k < 2,75 \text{ kN/m}^2$	0,7	0,5	0,2
$S_k \geq 2,75 \text{ kN/m}^2$			
Jääkuorma ^{***)}	0,7	0,3	0
Rakennusten tuulikuormat (SFS-EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Rakennusten sisäinen lämpötila (ei tulipalossa) (SFS-EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
Pakkomuodonmuutokset	1,0	1,0	1,0
Tukien painumat	1,0	1,0	1,0

^{*)} Ulkotasoilla ja parvekkeilla $\Psi_0 = 0$ luokkien A, B, F ja G yhteydessä

Huom.: Mikäli rakennuksessa on eri kuormaluokkia, joita ei voi erotella omiin selviin ryhmiinsä, käytetään Ψ -arvoja, jotka antavat epäedullisimman vaikutukset.

^{**) Ajovaliillä $\Psi_2 = 0$}

^{***)} Koskee huurtumisesta, jäätävästä sateesta ja räntäsateesta aiheutuvia jääkuormia

5.4.1 Murtorajatilan kuormayhdistelyt

Murtorajatilan kuormayhdistelyissä varmistetaan rakenteen kestävyys sekä rakennuksen tai rakenteen tasapaino. Kuormitustapauksissa tulee yhdistää sellaiset kuormat, joiden voidaan katsoa vaikuttavan samanaikaisesti. Murtorajatilan kuormitusyhdistelmissä tarkastellaan erikseen rakennuksen tai rakenteen staattinen tasapaino sekä rakenteen tai rakennusosan kestävyys. Staattinen tasapaino

lasketaan kaavalla (23) ja tämä kaava voidaan esittää myös selkeämmin taulukkomuodossa taulukossa 22. Rakenteen tai rakennusosan kestävyys lasketaan kaavalla (24) tai (25) ja se voidaan esittää myös selkeämmin taulukkomuodossa 23. (Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat RIL 201-1-2017, 37–42.)

Rakennuksen tai rakenteen staattinen tasapaino (EQU) (Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat RIL-201-1-2017, 40):

$$\left. \begin{matrix} 1,1 \\ 0,9 \end{matrix} K_{FI} \right\} \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_p P + 1,5 K_{FI} Q_{k,1} + 1,5 K_{FI} \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (23)$$

jossa

$G_{k,j}$ = pysyvät kuormat (edullisen tai epäedullisen vaikutuksen aiheuttava)

γ_p = osavarmuuskerroin

P = esijännitysvoima

K_{FI} = luotettavuusluokka / kuormakerroin, joka määräytyy seuraamusluokan perusteella

$Q_{k,1}$ = määräävä muuttuvakuorma

$\psi_{0,i}$ = yhdistelykerroin

$Q_{k,i}$ = muut muuttuvat kuormat

Kaavassa (23) tasapainoa heikentävät pysyvät kuormat kerrotaan kertoimella $1,1 \cdot K_{FI}$ ja tasapainoa parantavat pysyvät kuormat kerrotaan kertoimena $0,9$.

Taulukko 22. Kuormien mitoitusarvot staattista tasapainoa mitoitettaessa.

Normaalisti vallitsevat ja tilapäiset mitoitus-tilanteet	Pysyvät kuormat		Määräävä muuttuva kuorma	Muut yhtä aikaa vaikuttavat muuttuvat kuormat
	Epäedulliset	Edulliset		
	$1,1 K_{FI} G_{k,j,sup}$	$0,9 G_{k,j,inf}$	$1,5 K_{FI} Q_{k,1}$	$1,5 K_{FI} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

Rakenteen tai rakennusosan kestävyys (SRT1) (Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat RIL-201-1-2017, 40):

$$\left. \begin{matrix} 1,15 \\ 0,9 \end{matrix} K_{FI} \right\} \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_p P + 1,5 K_{FI} Q_{k,1} + 1,5 K_{FI} \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (24)$$

Vähintään kuitenkin (SRT2)

$$\left. \begin{matrix} 1,35 \\ 0,9 \end{matrix} K_{FI} \right\} \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \quad (25)$$

jossa

$G_{k,j}$ = pysyvät kuormat (edullisen tai epäedullisen vaikutuksen aiheuttava)

Y_p = osavarmuuskerroin

P = esijännitysvoima

K_{FI} = luotettavuusluokka / kuormakerroin, joka määräytyy seuraamusluokan perusteella

$Q_{k,1}$ =määräävä muuttuvakuorma

$\Psi_{0,i}$ = yhdistelykerroin

$Q_{k,j}$ = muut muuttuvat kuormat

Kaavassa (24) epäedullisimman vaikutuksen aiheuttama pysyväkuorma kerrotaan kertoimella $1,15 \cdot K_{FI}$ ja edullisen vaikutuksen aiheuttama pysyväkuorma kerrotaan kertoimella $0,9$.

Kaavassa (25) epäedullisimman vaikutuksen aiheuttama pysyväkuorma kerrotaan kertoimella $1,35 \cdot K_{FI}$ ja edullisen vaikutuksen aiheuttama pysyväkuorma kerrotaan kertoimella $0,9$.

Nämä kaavat (24) ja (25) voidaan esittää myös selkeämmin taulukkomuodossa taulukossa 23.

Taulukko 23. Kuormien mitoitusarvot rakenneosien kestävyttä mitoitettaessa (Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat RIL 201-1-2017, 53)

Normaalisti vallitsevat ja tilapäiset mitoitusolanteet	Pysyvät kuormat		Määräävä muuttuva kuorma	Muut yhtä aikaa vaikuttavat muuttuvat kuormat
	Epäedulliset	Edulliset		
	$1,35 K_{FI} G_{k,j,sup}$	$0,9 G_{k,j,inf}$		
	$1,15 K_{FI} G_{k,j,sup}$	$0,9 G_{k,j,inf}$	$1,5 K_{FI} Q_{k,1}$	$1,5 K_{FI} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

5.4.2

Käyttörajan kuormayhdistely

Käyttörajan kuormitusyhdistelmiä ovat ominaisyhdistelmä, tavallinen yhdistelmä sekä pitkäaikaisyhdistelmä. Käyttörajan kuormitusyhdistelmät tulee valita siten, että ne täyttävät tarkoituksenmukaisuuden toimivuuskriteerien ja käyttökelpoisuusvaatimusten osalta. (Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat: RIL 201-1-2017, 44.)

Ominaiskuormitusyhdistelmää käytetään palautumattomille rajatiloille. Tällaisilla rajatiloilla tarkoitetaan tilaa, jossa kuormien poistamisen jälkeen kuormien vaikutuksen eivät häviä esimerkiksi rakenteiden halkeilu. Ominaiskuormien yhdistelmä lasketaan kaavalla (Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat: RIL 201-1-2017, 44):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

jossa

$G_{k,j}$ = pysyvät kuormat (edullisen tai epäedullisen vaikutuksen aiheuttava)

P = esijännitysvoima

$Q_{k,1}$ = määräävä muuttuvakuorma

Ψ = yhdistelykerroin

$Q_{k,i}$ = muut muuttuvat kuormat

Tavallista kuormitusyhdistelmää käytetään palautuville rajatiloille. Tällaisilla rajatiloilla tarkoitetaan käyttörajatilaa, jossa kuormien poistamisen jälkeen kuorman vaikutukset palautuvat. Tavallinen kuormitusyhdistelmä lasketaan kaavalla (Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat: RIL 201-1-2017, 44):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (27)$$

jossa

$G_{k,j}$ = pysyvät kuormat (edullisen tai epäedullisen vaikutuksen aiheuttava)

P = esijännitysvoima

$Q_{k,1}$ = määräävä muuttuvakuorma

Ψ = yhdistelykerroin

$Q_{k,i}$ = muut muuttuvat kuormat

Pitkäaikaikuormitusyhdistelmä käytetään pitkäaikaisvaikutuksille. Tällä yhdistelmällä voidaan huomioida myös rakenteen ulkonäköä. Pitkäaikaisyhdistelmä lasketaan kaavalla (Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat: RIL 201-1-2017, 44):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (28)$$

jossa

$G_{k,j}$ = pysyvät kuormat (edullisen tai epäedullisen vaikutuksen aiheuttava)

P = esijännitysvoima

Ψ = yhdistelykerroin

$Q_{k,i}$ = muut muuttuvat kuormat





5.5 Taipumat

Rakenteen siirtymät eivät saa vaikuttaa rakenteen toimintaan tai ulkonäköön. Betonirakenteiden taipumaan vaikuttavia tekijöitä on useita, mutta tärkeimmät tekijät ovat betonin vetolujuus, viruma sekä betonin kimmokerroin (Elementtisuunnittelu e). Yleensä rakenteen taipumien tarkasteluun riittää yksinkertaisten ohjeiden käyttö. Taipumaraja voidaan tarkastaa kahdella eri menetelmällä; rajoittamalla jännemitan ja korkeuden suhdetta tai vertaamalla laskettua taipumaa annettuun raja-

arvoon. Tarkempi taipuman arvo voidaan laskea standardin SFS-EN 1992-1, mikäli rakenne kantalee helposti särkyviä rakenteita, tarvitaan arvio taipuman suuruudesta, mitoitus vaatii poikkeuksellisen matalaa rakenneosaa, kun määritetään väliaikaisen kuorman vaikutusta tai kun määritetään muottien purkamista betonin varhaisiässä (Elementtisuunnittelu e).

Taipumarajaksi pitkäaikaisilla kuormilla suositellaan arvoa $a_{\max} = \frac{L}{250}$. Mikäli rakenteet ovat herkkiä taipumalle on suositeltu käytettäväksi arvoa $a_{\max} = \frac{L}{500}$. (Suomen betoniyhdistys 2013, 223.) Taipumaa voidaan myös rajoittaa palkkien ja laattojen osalta niin, etteivät rakenteen mitat ylitä taulukossa 24 annettuja arvoja. Pilareiden taipumaraja on tarkastettu arvolla $a_{\max} = \frac{L}{250}$, mitoitusohjelman avulla.

Taulukko 24. Taipuman rajoittaminen jännemitan ja tehollisen korkeuden suhteella (Betonirakenteiden suunnitteluohje: RIL 202-2011, 60)

Rakennejärjestelmä	Suuren jännityksen kuormittamana betoni $\rho = 1,5 \%$	K (kerroin, jonka avulla huomioidaan erilaiset rakennejärjestelmät)
Vapaasti tuettu palkki 	13	0,8
Vapaasti tuettu yhteen tai molempiin suuntiin kantava laatta		
Jatkuva palkin reunakenttä Molempiin suuntiin kantavan laatan reunakenttä (laatta yhden pitkän sivun yli jatkuva) 	17	1,0
Palkin keskikenttä Yhteen tai molempiin suuntiin kantavan laatan keskikenttä 	20	1,2
Uloke 	5	0,3

5.6 Säilyvyysvaatimukset

Betonirakenteiden suunnittelussa tulee ottaa huomioon betonin laatuun vaikuttavat tekijät, kuten käyttötarkoitus, suunniteltukäyttöikä, rasitukset sekä kunnossapitosuunnitelma. Teräsbetonirakenteissa raudoituksen korroosiosuojaukseen vaikuttaa betonipeitteen paksuus, betonin tiheys, laatu ja halkeilu.

Raudoituksen betonipeitteen paksuuden valintaan vaikuttavat tartuntavaatimukset ($c_{min,b}$), raudoituksen säilyvyysvaatimukset ($c_{min,dur}$) sekä rakenteen palonkestävyysvaatimus (Suomen betoniyhdistys 2013, 71). Betonirakenteille on annettu ympäristö olosuhteisiin jaotellut rasitusluokat, joiden avulla määritellään rakenteille betonipeitteen vähimmäisarvo. Betonipeitteen vähimmäisarvon määrittämiseen voidaan käyttää taulukkomenettelyä.

Taulukko 25. Betonirakenteiden rasitusluokat (Betonirakenteiden suunnitteluohje: RIL-202-2011, 26)

Rasitusluokka	Ympäristön kuvaus
1. Ei korroosion tai rasituksen riskiä	
X0	Raudoittamaton betoni tai hyvin kuivissa olosuhteissa
2. Karbonatisoitumisen vaikutuksista aiheutuva korroosio	
XC1	Kuiva tai jatkuvasti märkä
XC2	Märkä, harvoin kuiva
XC3	Kohtalaisen kostea
XC4	Vaihtelevasti märkä ja kuiva
3. Muun kuin meriveden kloridien aiheuttama korroosio	
XD1	Kohtalaisen kostea
XD2	Märkä, harvoin kuiva
XD3	Vaihtelevasti märkä ja kuiva
4. Meriveden kloridien aiheuttama korroosio	
XS1	Betoni, kosketuksissa ilman kuljettaman suolan kanssa, mutta ei suorassa kosketuksessa meriveteen
XS2	Veden alla (pysyvästi)
XS3	Meriveden vesirajassa ja roiske-esteisyydellä
5. Jäädytys- ja sulatusrasitus jäänsulatusaineilla tai ilman niitä	
XF1	Kohtalainen vedellä kyllästyminen ilman jäänsulatusaineita
XF2	Kohtalainen vedellä kyllästyminen ja jäänsulatusaineita
XF3	Suuri vedellä kyllästyminen ja jäänsulatusaineet
XF4	Suuri vedellä kyllästyminen ja jäänsulatusaineet tai merivesi
6. Kemiallinen rasitus	
XA1	Kemiallisesti vähän aggressiivinen ympäristö
XA2	Kemiallisesti kohtalaisen aggressiivinen ympäristö
XA3	Kemiallisesti hyvin aggressiivinen ympäristö

Taulukko 26. Betonipeitteen vähimmäisarvo rasisluokan mukaan (Rakenteiden lujuus ja vakaus. Suomen RakMK Betonirakenteet, ohjeet, 17)

Betonipeitteen vähimmäisarvovaatimus $C_{min,dur}$ (mm)							
Kriteeri	Rasisluokka taulukon 4.1 mukaan [SFS-EN 1992-1-1]						
	X0	XC1	XC2	XC3, XC4	XD1, XS1	XD2, XS2	XD3, XS3
Betoniteräkset	10	10	20	25	30	35	40
jänneteräkset	10	20	30	35	40	45	50
100 vuoden suunniteltu käyttöikä	+0	+0	+5	+5	+5	+5	+5
Lujuusluokka \geq	C25/25	C30/37	C35/45	C35/45	C40/50	C35/45	C45/55
<p>Huomautus 1. Tartuntajänteille, joiden pitkäaikainen jännitys käyttörajatilassa on korkeintaan 400 N/mm², sovelletaan betoniteräkselle asetettuja vaatimuksia.</p> <p>Huomautus 2. Betonipeitteen vähimmäisarvoa voidaan pienentää 5 mm, mikäli betonin lieriölujuus on vähintään 10 MPa suurempi kuin säilyvyyden kannalta vaadittava vähimmäislieriölujuus.</p> <p>Huomautus 3. Betonipeitteen vähimmäisarvovaatimukset koskevat myös jänneterästen ankkureita ja valuun asennettavia metalliosia, ellei niitä ole korroosiosuojattu rasisluokkaa vastaavasti. Huomautus 4. Betonin säilyvyyden tulee myös muilta osin täyttää 100 vuoden käyttöikävaatimus, mikäli rakenteen suunniteltu käyttöikä on 100 vuotta</p>							

Betonirakenteissa rakenneosissa betoni peitteen paksuuden tulee kuitenkin vähintään olla alla olevan kaavan mukainen:

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev} \quad (29)$$

jossa

C_{nom} = betonipeitteen vähimmäisarvo

ΔC_{dev} = suunnittelussa huomioon otettava mittapoikkeama, yleensä 10 mm

(Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1–1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 49).

Betonirakenteiden ominaisuuteen kuuluu niiden halkeilu ja oleellista onkin betonirakenteiden säilyvyyden kannalta rajoittaa halkeamien suuruutta. Betonirakenteiden liiallinen halkeaminen laskee rakenteen toimivuutta, käyttöikää sekä kelpoisuutta. Halkeilutila on myös palautumaton eli halkeama ei poistu, vaikka kuormitusta vähennettäisiin tai se poistettaisiin kokonaan. Halkeama syntyy, kun vetojännitys ylittää betonin vetolujuuden. Vetojännitys puolestaan voi aiheutua ulkoisista kuormista tai sisäisistä pakkovoimista, joita syntyy esim. betonin kutistumasta ja lämpöliikkeistä, jos muodonmuutokset on estetty. Halkeama leveyksille on annettu raja-arvot eri rasisluokissa ja ne näkyvät taulukosta 27. (Suomen betoniyhdistys 2013, 214–216.)

Halkeama leveyksille on annettu raja-arvoja ja alla olevassa taulukossa on esitetty halkeamaleveyksien raja-arvot rakenteille, joiden suunniteltu käyttöikä on 50 vuotta. By 50 – kirjassa on esitelty halkeama leveyden laskentaohje sekä raja-arvot suunnitellun käyttöiän ollessa yli 50 vuotta. (Suomen betoniyhdistys 2011, 67.)

Taulukko 27. Vaatimukset tiiviydelle ja halkeilulle eri rasitusluokissa, kun suunniteltu käyttöikä 50 vuotta (W_{k50}) (Suomen betoniyhdistys 2011, 67)

Rasitusluokka	Betoniraudoitus		Korroosioherkkä raudoitus	
	Pitkäaikaiskuormat	Lyhytaikaiskuormat	Pitkäaikaiskuormat	Lyhytaikaiskuormat
X0, XC1			$W_k \leq 0,2 \text{ mm}$	$W_k \leq 0,3 \text{ mm}$
XC2, XC3, XC4 XS1, XD1 XF1, XF2, XF3 XA1, XA2	$W_k \leq 0,2 \text{ mm}$	$W_k \leq 0,3 \text{ mm}$	Vetojännitysraja-tila	$W_k \leq 0,1 \text{ mm}$
XS2, XS3 XD2, XD3 XF4 XA3	$W_k \leq 0,1 \text{ mm}$	$W_k \leq 0,2 \text{ mm}$	Vetojännitysraja-tila	Vetojännitysraja-tila

Halkeama leveyksiä voidaan rajoittaa taulukkomenetelmällä, laskemalla halkeamaleveyden rajoittaminen sekä voidaan tehdä halkeama leveyden suoralaskenta. Taulukkomenetelmässä halkeamaleveys pysyy sallitussa rajoissa, mikäli raudoitustankojen paksuus pysyy taulukon 28 ja tankoväli taulukon 29 mukaisena. Taulukkojen molempien ehtojen ei tarvitse täyttyä. Taulukkojen käyttäminen edellyttää teräsjännitysten laskemista haljenneessa tilassa. Mikäli halkeilu johtuu ulkoisesta kuormasta, lasketaan jännitys sille kuormitusyhdistelmälle, jossa halkeama rajoitus on. Halkeamarajoitus teräsbetonirakenteilla on pitkäaikaisella yhdistelmällä. (Suomen betoniyhdistys 2013, 214.)

Taulukko 28. Halkeamaleveyksien rajoittamisen edellyttämät tankojen suurimmat halkaisijat (Suomen betoniyhdistys 2013, 215).

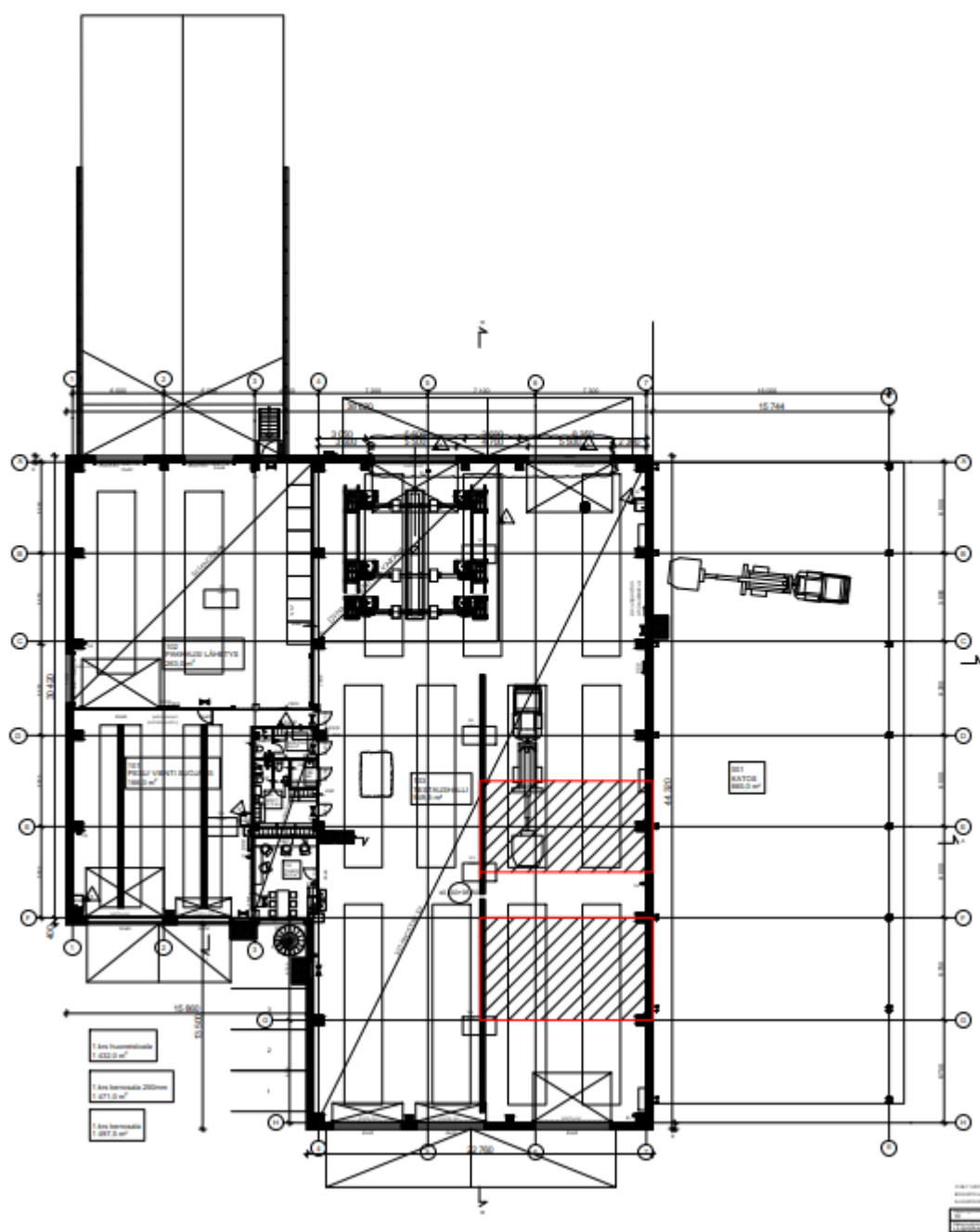
Teräsjännitys (MPa)	$W_k = 0,4 \text{ mm}$	$W_k = 0,3 \text{ mm}$	$W_k = 0,2 \text{ mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

TAULUKKO 29. Halkeamaleveyksien rajoittamisen edellyttämät tankojaon suurimmat arvot (Suomen betoniyhdistys 2013, 215).

Teräsännitys (MPa)	$W_k = 0,4 \text{ mm}$	$W_k = 0,3 \text{ mm}$	$W_k = 0,2 \text{ mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

6 KANTAVIEN RAKENTEIDEN MITOITUS

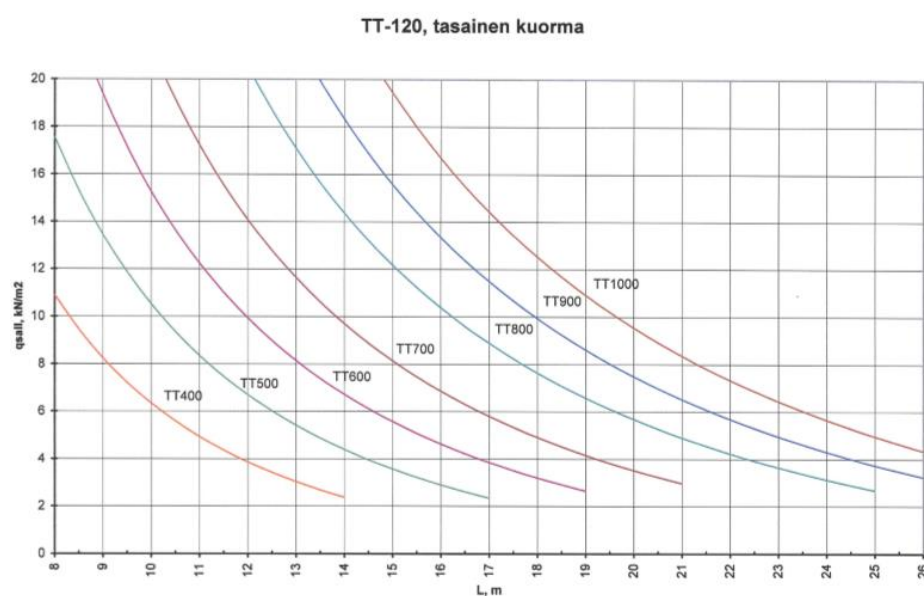
Rakennesuunnittelussa tarkoituksena on mitoittaa rakenne taloudellisesti niin, että se säilyttää kel-
poisuutensa asianmukaisella todennäköisyydellä suunnitellun käyttöiän ajan. Betonirakenteilla tulee
myös olla riittävä varmuus murtumista varten, eivätkä halkeilu ja siirtymät saa vaikuttaa rakenteen
toimintaan. Rakenneosia mitoituksessa rakenneosasta muodostetaan rakennemalli laskelmien yksin-
kertaistamiseksi. Rakennemallia muodostettaessa on tärkeää, että rakennemalli vastaa riittävän tar-
kasti todellista rakennetta ja sen toimintaa. Kuvassa 18 on nähtävissä mitoitettavien rakenteiden
määritetyt kuormitusalueet.



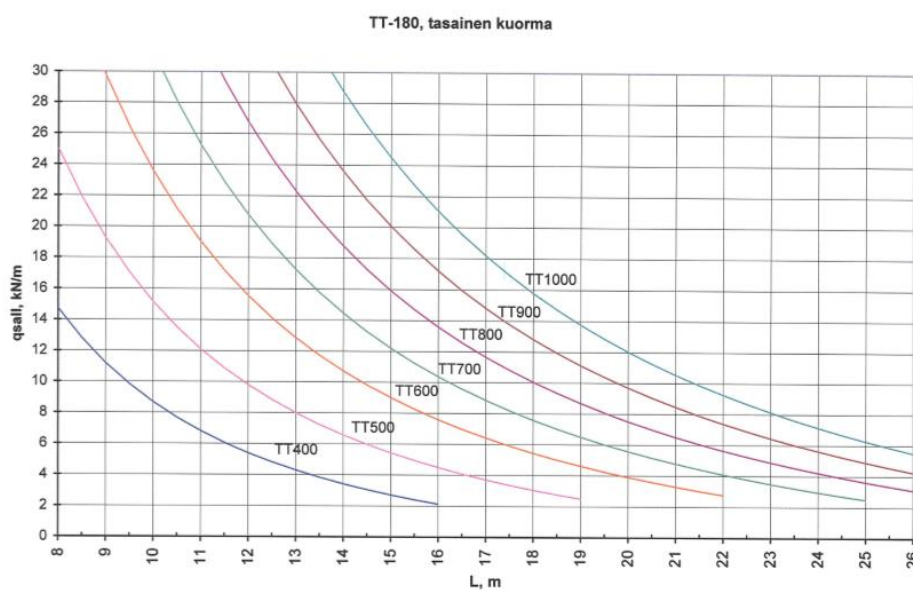
Kuva 18. Mitoitettavien rakenteiden kuormitusalueet a) pilari b) kattopalkki

6.1 Yläpohja

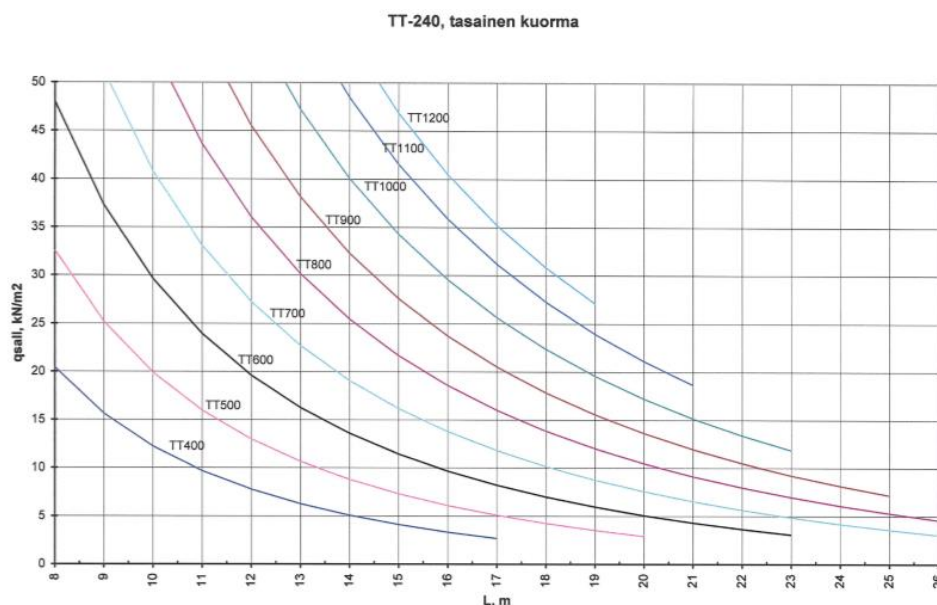
Tässä opinnäytetyössä mitoitettavassa hallissa yläpohjaksi valittiin TT-laatat. TT- laatat ovat tehtaalla tuotettuja esijännitettyjä teräsbetonelementtejä, joilla saavutetaan pitkiä jännevälejä. TT-laattoja käytetään teollisuus- ja varistorakennusten yläpohjissa, koska niillä saavutetaan runsaasti tilaa sisätiloihin. TT-laattoja käytetään myös myymälä- ja paikoitusrakennusten ala-, väli-, ja yläpohjissa. TT-laattojen mitoitus rakennuskohteeseen tehdään valmiiden mitoituskäyrästöjen avulla kuvat 19, 20 ja 21. Mitoituskäyrästöissä on esitetty kantokyky ilman kuormien osavarmuuskertoimia ja ilman laatan omaa painoa. Annetut käyrästöt ovat ohjeellisia ja elementin valmistaja usein tuottaa elementteihin punostussuunnittelun ja näin varmistaa laattojen kestävyys. TT-laatoilla on vakioidut ripaleveydet, joita ovat 120, 180 ja 240. Mitoitettavaan halliin käyrästöltä TT-120 (kuva 19), valittiin kuorman ja jännevälin perusteella laatan korkeudeksi TT-800. (Elementtisuunnittelu f.)



Kuva 19. TT-120 mitoituskäyrästö (Elementtisuunnittelu g)



Kuva 20. TT-180 mitoituskäyrästö (Elementtisuunnittelu g)



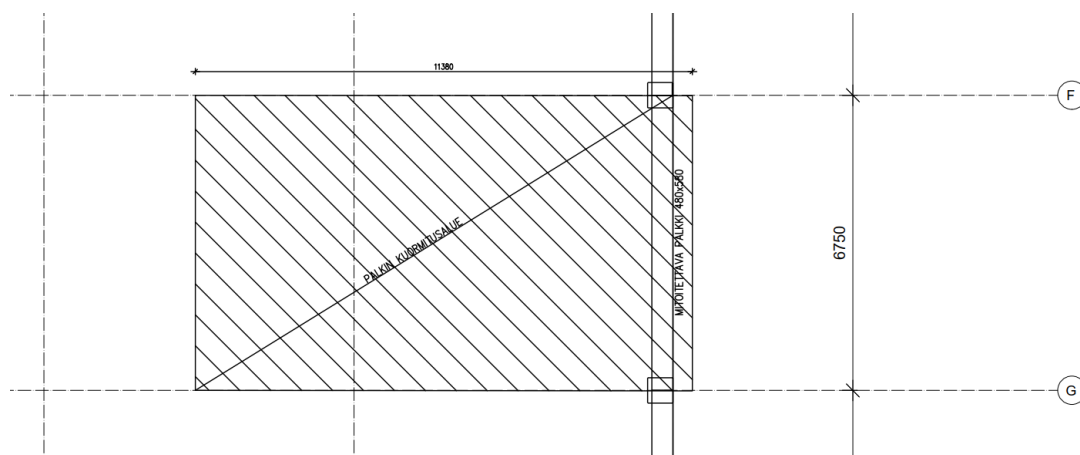
Kuva 21. TT-240 mitoituskäyrästä (Elementtisuunnittelu g)

6.2 Suorakaidepalkin mitoitus

Palkilla tarkoitetaan sauvamaista rakennetta, jossa rakennetta kuormitetaan pääsääntöisesti pituusakselia vastaan kohtisuoralla kuormalla. Palkit ovat ensisijaisesti taivutus ja leikkausrasitettuja rakenneosia, mutta vääntörasituksien sekä aksiaalisten voimien esiintyminen palkeissa on mahdollista. Palkin leveyden tulee olla pienempi kuin 5 kertaa sen korkeus, jotta voidaan puhua palkista. Mikäli poikkileikkaus on yli 5 kertaa suurempi kuin korkeus puhutaan silloin jo laatasta. Palkin jännemitan tulee olla vähintään 3 kertaa sen korkeus. Jännemitan ollessa pienempi on kyse korkeasta tai seinämäisestä palkista. Palkeille on annettu erilaisia poikkileikkausmuotoja ja niitä ovat suorakaidepalkki, laattapalkki, I-palkki sekä leukapalkki. Palkkien poikkileikkaukset ovat vakioituja, eikä poikkileikkaus muutu palkin jänneväliä. (Suomen betoniyhdistys 2013, 81.)

Teräsbetonipalkin suunnittelu aloitetaan lähtötietojen määrittelyllä eli rakennemallin muodostuksella, jossa määritellään palkin tuenta, palkkiin vaikuttavat kuormat sekä määritellään rakenneosan rasitusluokka. Suunnittelun alkuvaiheessa määritellään palkille myös alustavat poikkileikkausmitat sekä materiaalin lujuusluokat. Teräsbetoni palkki mitoitetaan murtorajatilassa taivutusrasituksille, leikkausrasituksille, vääntörasituksille sekä raudoituksen ankkuroinnille. Käyttörajatilamitoituksessa tarkistetaan, että halkeamaleveydet, taipuma, raudoituksen- sekä betoninjännitys pysyvät sallituissa rajoissa. (Suomen betoniyhdistys 2013, 90.)

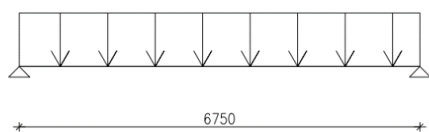
Opinnäytetyön esimerkkikohteessa palkit kannattelevat kattorakennetta ja tukeutuvat teräsbetonisiin mastopilareihin. Palkit ovat yksiaukkoisia, jotta niiden käsittely sekä asennus työmaalla olisi helpompaa. Tässä työssä mitoitettiin reunapalkki käsin laskentana ja laskenta tarkastettiin JIGI FEM 2015-mitoitusohjelmalla. Palkin tarkemmat laskelmat löytyvät liitteestä 4.



Kuva 22. Palkin kuormitusala

Rakenteiden kuormat						
Kuorman laji	Kuorman suuruus	kuormitusala			Kuormat [kN]	Kuormat [kN/m]
		l [m]	b [m]	A [m ²]		
Omapainot	Yläpohja	6,75	11,38	76,815	278,1	41,2
	ripustuskuorma	6,75	11,38	76,815	23,0	3,4
	Palkki	6,75			47,0	6,96
Lumikuorma	lumikuorma	6,75	11,38	76,815	159,8	23,7

KUVA 23. Palkille tulevat kuormat



$$g = 51,6 \text{ kN/m RAKENTEET (pysyvä)}$$

$$q = 23,7 \text{ kN/m HYÖTYKUORMA}$$

Kuva 24. Palkin rakennemalli. Kuormat ovat ilmoitettu ilman kertoimia.

6.2.1 Taivutusmitoitus

Taivutusmitoitus aloitetaan laskemalla ulkoisista kuormituksista rakenteeseen vaikuttava mitoitusmomentti M_{ed} . Palkille valitaan myös raudoituksen suojaetäisyys, betonin lujuusluokka sekä poikkileikkausmitat. Taivutusmitoitus perustuu mitoitusehtoon, jossa mitoituskestävyyden tulee olla yhtä suuri tai suurempi kuin mitoitusmomentti. Tämä mitoitusehto näkyy kaavassa (30). Taivutusraudoitus sijaitsee palkin alareunassa vetotankoina. (Suomen betoniyhdistys 2013, 90–97).

Taivutusmitoituksen mitoitusehto (Suomen betoniyhdistys 2013, 98):

$$M_{Rd} \geq M_{Ed} \quad (30)$$

Mitoitusmomentti lasketaan kaavalla:

$$M_d = \frac{ql^2}{8} \quad (31)$$

jossa

q = palkkiin vaikuttava kokonaiskuorma (kN/m²)

l = palkin pituus (m)

Mitoituksen alussa lasketaan suhteellinen momentti μ kaavalla 32, jolla tarkistetaan, onko poikkileikkaus tarpeeksi suuri vastaanottamaan momentin. Suhteellisen momentin (μ) tulee olla pienempi kuin tasapainoraidoituksen mukainen suhteellinen momentti (μ_{bd}). Tasapainoraidoituksen suhteellisella momentilla tarkoitetaan raidoituksen ylärajaa. Tasapainoraidoituksen mukaiset suhteelliset momentit näkyvät taulukossa 30. (Suomen betoniyhdistys 2013, 97.)

Taulukko 30. Tasapainoraidoituksen mukaiset B_{bd} ja μ_{bd} . (Suomen betoniyhdistys 2013, 97)

Osavarmuus luku	$F_{yk}=500\text{MPa}$		$F_{yk}=600\text{MPa}$		$F_{yk}=700\text{MPa}$	
	B_{bd}	μ_{bd}	B_{bd}	μ_{bd}	B_{bd}	μ_{bd}
$Y_s = 1,15$	0,493	0,372	0,458	0,353	0,428	0,336
$Y_s = 1,10$	0,485	0,367	0,450	0,349	0,419	0,331

Mikäli $\mu \leq \mu_{bd}$, voidaan rakenne mitoittaa normaaliraidoitettuna. Normaaliraidoitettu poikkileikkaus murtuu sitkeästi, kun vetoraidoitus myötää. Normaaliraidoitettu poikkileikkaus halkeilee sekä muuttaa muotoaan voimakkaasti ennen murtumista. Mikäli kuitenkin ehto ei toteudu täytyy poikkileikkausta kasvattaa ja/tai betonin lujuutta kasvattaa. Tämän jälkeen suhteellisen momentin laskenta suoritetaan uudestaan. Tapauksissa, joissa poikkileikkauksen muuttaminen ei ole mahdollista, tulee normaaliraidoituksen lisäksi palkkiin lisätä puristusraidoitusta. Tämä kuitenkin edellyttää rakenteen raidoituksen erityisen huolellista suunnittelua. (Suomen betoniyhdistys 2013, 98.)

Suhteellinen momentti lasketaan kaavalla (Suomen betoniyhdistys 2013, 98):

$$\mu = \frac{M_d}{\eta b d^2 f_{cd}} \quad (32)$$

jossa

M_d = mitoitus momentti (kNm)

η = tehollisen lujuuden kerroin, käytetään tavallisesti arvoa 1. Taulukko 31.

b = poikkileikkauksen leveys (m)

d = poikkileikkauksen korkeus (m)

f_{cd} = betonin puristuslujuuden mitoitusarvo (Mpa)

Taulukko 31. Arvot λ ja η (Suomen betoniyhdistys 2013, 93)

	$f_{ck} \leq 50\text{MPa}$	$50\text{MPa} \leq f_{ck} \leq 90\text{MPa}$
λ	0,8	$0,8 * \frac{f_{ck} - 50}{400}$
η	1,0	$1 - \frac{f_{ck} - 50}{200}$

Raudoituksen mekaaninen raudoitussuhde ω lasketaan kaavalla (Suomen betoniyhdistys 2013, 98):

$$\omega = \beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \quad (33)$$

jossa

β = puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus

μ = suhteellinen mitoitusmomentti

Vaihtoehtoisesti voidaan laskea myös sisäinen momenttivarsi kaavalla (Suomen betoniyhdistys 2013, 99):

$$z = d(1 - \frac{\beta}{2}) \quad (34)$$

jossa

d = tehollinen korkeus (m)

β = puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus (kaava 33)

Vetorausdoituksen poikkipinta-ala lasketaan kaavasta (35). Vetorausdoituksen poikkipinta-alan avulla määritetään vetorausdoitus. (Suomen betoniyhdistys 2013, 99.)

$$A_s = \omega b d \frac{\eta f_{cd}}{f_{yd}} \quad (35)$$

jossa

ω = mekaaninen raudoitussuhde

b = poikkileikkauksen leveys (m)

d = poikkileikkauksen korkeus (m)

η = tehollisen lujuuden kerroin

f_{cd} = betonin puristuslujuuden mitoitusarvo (Mpa)

f_{yd} = betoniteräksen murtolujuuden mitoitusarvo (Mpa)

Tai vaihtoehtoisesti sisäisen momenttivarren avulla kaavalla (Suomen betoniyhdistys 2013, 99):

$$A_s = \frac{M_d}{z f_{yd}} \quad (36)$$

jossa

M_d = mitoitusmomentti (kNm)

Z = sisäinen momenttivarsi (m)

f_{yd} = betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo (Mpa)

Palkin vetoraidoituksessa tulee myös ottaa huomioon palkin vähimmäisraudoitus. Vähimmäisraudoituksen tarkoituksena on varmistaa, että palkki ei murru hauraasti ensimmäisen halkeaman muodostuessa. Palkin vetoraidoituksen tulee olla koko palkissa vähintään vähimmäisraudoituksen mukainen.

Vähimmäisraudoitus lasketaan kaavalla (Suomen betoniyhdistys 2013, 186):

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t \\ 0,0013 * b_t * d \end{array} \right. \quad (37)$$

jossa

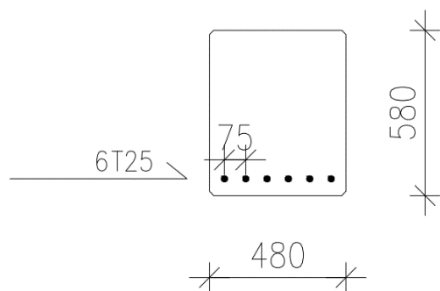
f_{ctm} = betonin vetolujuuden mitoitusarvo (Mpa)

f_{yk} = teräksen myötölujuuden ominaisarvo (MPa)

b_t = palkin vedetyn osan keskimääräinen leveys (mm)

d = palkin korkeus (mm)

Taivutusmitoituksen perusteella palkkiin valitaan vetoraidoitukseksi 6T25. Mitoituksessa vaadittavaksi raudoitusalaksi saadaan $A_s=2624,4\text{mm}^2$. Valitun raudoituksen pinta-ala $A_{s,tot}=2945\text{mm}^2$. Kuvassa 25 näkyy palkille mitoituksessa määritetty taivutusraudoitus.

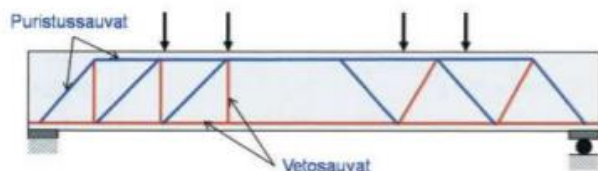


Kuva 25. Palkin taivutusraudoitus

6.2.2 Leikkausmitoitus

Vetoraidoituksen määrittämisen jälkeen lasketaan leikkausraudoitus. Leikkausraudoitukset ovat hakarautoja, joiden tarkoituksena on estää palkin leikkausmurtuminen. Leikkausraudoitettu rakenne mallinnetaan ristikkomenetelmää käyttämällä, jossa huomioidaan kaksi mitoitusvaihtoehtoa: leikkausraudoituksen myötöehto sekä vinon puristussauvan murtoehto. Kuvassa 26 on esitetty ristikkomenetelmän periaate. Ristikkomenetelmässä ajatellaan rakenteen sisälle muodostuvan ristikko, jossa vetosauvoina toimivat raudoitus sekä puristussauvoina betoni. Pääraudoitus toimii paarteen vetosauvana ja

leikkausraudoitus uuman vetosauvoina. Leikkausraudoituksen määrä vaikuttaa puristussauvojen kaltevuus kulmaan. Tämä taas puolestaan vaikuttaa vaadittavan leikkausraudoituksen määrään, pääraudoituksen ankkurointitarpeeseen ja uuman puristusmurtokestävyyteen. (Suomen betoniyhdistys 2013, 132–133.)



Kuva 26. Palkin ristikkomenetelmän mukainen ristikkorakenne (Suomen betoniyhdistys 2013, 133)

Leikkausraudoituksen mitoituksessa käytetään taivutusmitoituksessa määriteltäviä poikkileikkausarvoja, betonin lujuusluokkaa sekä kuorman aiheuttamia rasituksia. Leikkausmitoitus aloitetaan hakojen kaltevuuskulman valinnalla. Tavallisesti käytetään pystyhakoja, joiden kaltevuus $\alpha = 90^\circ$. Puristussauvojen kaltevuus valitaan väliltä $21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$. Kaltevuuden valinnalla on vaikutusta hakojen määrään, poikkileikkauksen puristusmurtoehtoon ja vetoraudoituksen ankkurointi voimaan. (Suomen betoniyhdistys 2013, 134.)

Leikkausraudoituksen mitoitusyhtälössä leikkausraudoituksen kestävyys tulee olla suurempi kuin tai vähintään yhtä suuri, kun leikkauksessa vaikuttava leikkausvoima. Tämä leikkausraudoituksen myötömitoitusehto on esitetty kaavassa:

$$V_{Rd,s} \geq V_{Ed} \quad (38)$$

Rakenteeseen vaikuttava suurin leikkausvoima tasaisella kuormalla lasketaan kaavalla:

$$V_{Ed} = \frac{qL}{2} \quad (39)$$

jossa

q = rakenteeseen vaikuttava kokonaiskuorma (kN/m)

L = palkin jänneväli (m)

Leikkausraudoituksen suuntaisen voiman pystykomponentti lasketaan kaavalla (Suomen betoniyhdistys 2013, 140):

$$V_{Rd,s} = f_{ywd} \frac{A_{sw}}{s} z (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (40)$$

jossa

$$f_{ywd} = f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_c}$$

f_{yk} = teräksen myötölujuuden ominaisarvo (Mpa)

γ_c = betonin osavarmuusluku

A_{sw} = raudoituksen pinta-ala (mm²)

s = hakaväli (mm)

z = sisäinen momentti varsi (kaava 42)

α = hakojen kaltevuus

θ = puristussauvojen kaltevuus

Mikäli leikkausraudoitukseen käytetään pystyhakoja, jolloin $\alpha = 90^\circ$, sievenee kaava (40) muotoon kaava (41).

$$V_{Rd,s} = f_{ywd} \frac{A_{sw}}{s} z \cot \theta \quad (41)$$

Sisäinen momentti varsi lasketaan kaavalla (Suomen betoniyhdistys 2013, 140):

$$z = 0,9 \cdot d \quad (42)$$

Vaadittava leikkausraudoitus lasketaan kaavalla (43). Laskennassa tulee valita tankopaksuus sekä leikkeisyys. Leikkeisyydellä tarkoitetaan yhdessä poikkileikkauksessa vaikuttavien hakatankojen määrää ja näin ollen ympärikiertävät haat ovat kaksi leikkeisiä. Tankojen valinnan jälkeen voidaan laskea raudoituksen pinta-ala A_{sw} ja näin ollen kaava (43) muuttuu kaavan (44) muotoon. (Suomen betoniyhdistys 2013, 54, 133–139)

Vaadittava leikkausraudoitus lasketaan kaavalla (Suomen betoniyhdistys 2013, 54, 138–139):

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha} \quad (43)$$

$$s \leq \frac{A_{sw}}{V_{Ed}} z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (44)$$

jossa

s = vaadittava hakaväli (mm)

A_{sw} = haan poikkipinta-ala (mm²)

z = sisäinen momenttivarasi (mm)

f_{ywd} = raudoituksen myötölujuuden mitoitusarvo (Mpa)

θ = puristussauvan kaltevuus

α = haan kaltevuus

Leikkausraudoituksen mitoituksessa on annettu kaksi vähimmäisarvoa, jotka tulee tarkistaa raudoitusta laskettaessa. Leikkausraudoitukselle on annettu vähimmäisarvo, joka tulisi täyttyä. Leikkausraudoituksen vähimmäisarvo lasketaan kaavalla (45). Lisäksi leikkausmitoituksessa on määritelty vähimmäisarvo hakavälille. Tämä tarkoittaa suurinta sallittua hakaväliä palkissa. Suurin sallittu hakaväli lasketaan kaavalla (46). (Suomen betoniyhdistys 2013, 139.)

Leikkausraudoituksen vähimmäisarvo lasketaan kaavalla (45), josta saadaan hakaväliä vastaava vähimmäisarvo (Suomen betoniyhdistys 2013, 139).

$$s \leq \frac{A_{sw}}{0,08 \cdot b_w \sin \alpha} \frac{\frac{f_{yk}}{MPa}}{\sqrt{\frac{f_{ck}}{MPa}}} \quad (45)$$

jossa

A_{sw} = yhden haan poikkipinta-ala (mm^2)

b_w = poikkileikkauksen leveys (mm)

f_{yk} = raudoituksen myötölujuuden ominaisarvo (Mpa)

f_{ck} = betonin puristuslujuuden ominaisarvo (Mpa)

α = hakojen kaltevuus

Hakavälin suurin sallittu arvo lasketaan kaavalla (Suomen betoniyhdistys 2013, 139):

$$s_{max} = 0,75d(1 + \cot \alpha) \quad (46)$$

jossa

d = poikkileikkauksen tehollinen korkeus, kaava 47 (mm)

α = hakojen kaltevuus

Poikkileikkauksen tehollinen korkeus lasketaan kaavalla (Suomen betoniyhdistys 2013, 103):

$$d = h - c_{nom} - 1,1 \cdot \emptyset_h - \frac{1,1\emptyset}{2} \quad (47)$$

jossa

h = palkin poikkileikkauksen korkeus (mm)

c_{nom} = betonipeitteen paksuus (mm)

\emptyset = raudoituksen hakaisija (mm)

Rakenteesta tulee tarkistaa myös puristusmurtoehto. Tässä ehdossa puristumurtokestävyyden tulee olla suurempi tai yhtä suuri kuin leikkauksessa vaikuttava leikkausvoima. Tämä mitoitusehto on esitetty kaavassa (48). Puristumurtokestävyys $V_{Rd,max}$ lasketaan kaavalla (49). (Suomen betoniyhdistys 2013, 138–139.)

Puristusmurtoehto (Suomen betoniyhdistys 2013, 139):

$$V_{Rd,max} \geq V_{Ed} \quad (48)$$

Puristusmurtokestävyys lasketaan kaavalla (Suomen betoniyhdistys 2013, 139):

$$V_{Rd,max} = v * f_{cd} b_w z \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta} \quad (49)$$

jossa

v = lujuuden pienennyskerroin, joka lasketaan kaavalla 50

f_{cd} = betonin puristuslujuuden ominaisarvo (Mpa)

b_w = palkin leveys (mm)

z = sisäinen momenttivarsi (mm)

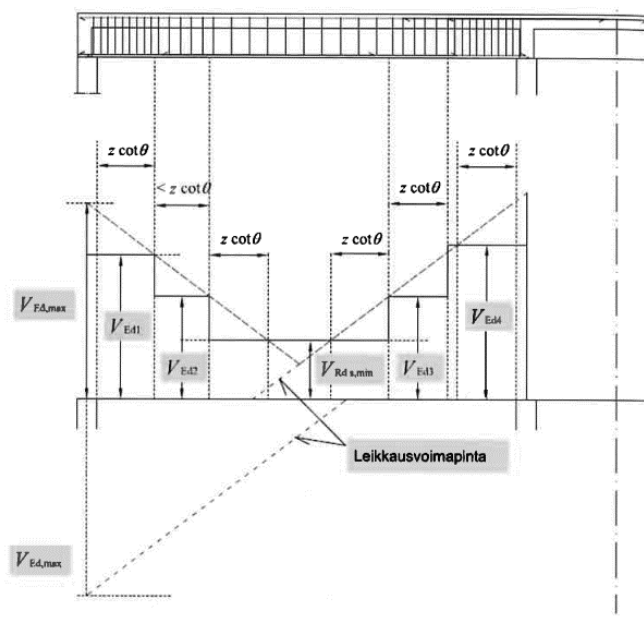
Puristussauvan lujuuden pienennys lasketaan kaavalla (Suomen betoniyhdistys 2013,134):

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right) \quad (50)$$

jossa

f_{ck} = betonin puristuslujuuden ominaisarvo (Mpa)

Palkille tarvittavaksi hakaraidoitukseksi saatiin mitoituksen perusteella T8 k150. Palkissa oleva hakaraidoitus on mitoitettu leikkausvoimalle, joka sijaitsee palkin päässä. Leikkausvoima pienenee siirtyäessä palkin pituusakselilla kohti palkin puoliväliä. Tämän vuoksi palkissa olevat haat ovat tiheämmällä jaolla palkin päissä, mutta voivat harventua palkin keskelle mentäessä. Palkin muuttuva hakaraidoitus on mitoitettu kuvan 27 periaatteella. Kuvassa 28 näkyy palkkiin tarvittava hakaraidoitus. Palkin yläpäähän asennetaan asennusraidoitus, joilla tuetaan hakoja. Palkkiin tarvittava kokonaisraidoitus näkyy palkin raudoituspiirustuksessa kuvassa 29.



Kuva 27. Leikkausraidoituksen jako (Suomen betoniyhdistys 2013, 194)

saadaan muodostettua mitoitusehto (55). Ankkurointi voidaan yksinkertaisimmillaan toteuttaa suorilla tangoilla mutta usein tämä ei kuitenkaan riitä. Tällöin tulee käyttää taivutettuja tankoja tai lenkkejä. (Suomen betoniyhdistys 2013, 152–160.)

Ankkurointimitoitusehto (Suomen betoniyhdistys 2013, 155):

$$F_{bd} \geq F_{Ed} \quad (51)$$

jossa

F_{bd} = ankkurointivoima (kN)

F_{Ed} = ankkuroitava voima (kN)

Raudoitukseen tuleva voima, joka tulee ankkuroida tuelle (Suomen betoniyhdistys 2013, 160):

$$F_{Ed} = 0,5V_{Ed}(\cot \theta - \cot \alpha) \quad (52)$$

jossa

V_{Ed} = leikkausvoiman mitoitusarvo (kN)

θ = puristuspaarteen kaltevuus

α = leikkausraudoituksen kaltevuus

Raudoituksen ankkuroituminen perustuu betonin ja tangon välille muodostuvaan leikkausjännitykseen. Tätä leikkausjännitystä kutsutaan tartuntajännitykseksi, jonka suuruus vaihtelee tangon kuormituksen mukaan. Ankkurointimitoituksessa tartuntajännityksen ajatellaan jakautuvan tasaisesti koko tangon vaippapinnalle ankkurointimatalla. Tartuntajännityksen maksimi arvoa nimitetään tartuntalujuudeksi. Ankkurointi alueelle muodostuva ankkuroitava voima voidaan laskea kaavasta (53).

Suorantangan ankkuroitava voima (Suomen betoniyhdistys 2013, 153):

$$F_b = u_s l_b f_{bd} \quad (53)$$

jossa

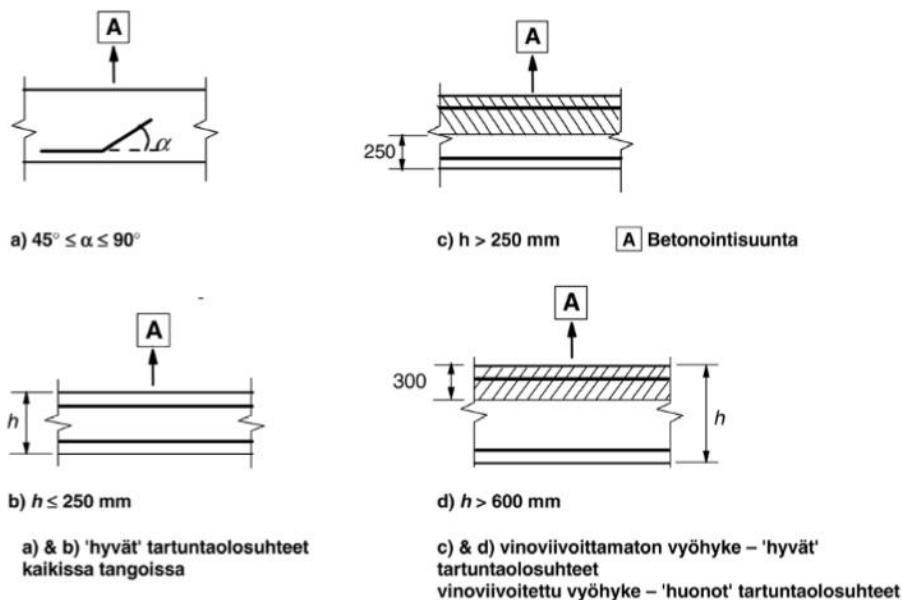
u_s = tangon ympärysmitta (mm)

l_b = ankkurointimatka (mm)

f_{bd} = tartuntalujuuden mitoitusarvo (Mpa)

Raudoitustangan tartuntalujuus on riippuvainen monista eri tekijöistä. Tartuntaan vaikuttaa oleellisesti tangon pinnan geometria, jolla tarkoitetaan pinnan laatua esim. harjatanko tai pyörötanko. Lisäksi tartuntalujuuteen vaikuttaa tanko paksuus, tankojen etäisyys toisistaan, tangon sijainti sekä asento valu suuntaan nähden, betonipeitteen paksuus, betonin lujuus sekä ankkurointialueella vai-

kuttavat poikittaiset voimat. Yleensä raudoituksena käytetään harjatankoa sen hyvän tartuntalujuuden ansiosta. Tartuntalujuuden mitoitusarvo harjatangoille voidaan laskea kaavalla (54). Hyvät tartuntaolosuhteet tarkoittavat tilannetta, jossa betoni tiivistyy hyvin tangon ympärille. (Suomen betoni yhdistys 2013, 153–154.)



Kuva 30. Tartuntaolosuhteet (Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1–1:Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 133)

Harjatankojen tartuntalujuuden mitoitusarvo (Suomen betoni yhdistys 2013, 154):

$$f_{bd} = 2,25\eta_1\eta_2f_{ctd} \quad (54)$$

jossa

η_1 = tartuntaolosuhteista riippuva kerroin

1,0, kun tartuntaolosuhteet ovat hyvät

0,7, muissa olosuhteissa

η_2 = tanko paksuudesta riippuvakerroin

1,0, kun $\phi \leq 32 \text{ mm}$

$\frac{132-\phi}{100}$, kun $\phi \geq 32 \text{ mm}$

f_{ctd} = betonin vetolujuuden mitoitusarvo (Huom! enintään luokan C60/75 lujuus)

Ankkurointi pituuden mitoitusehto on esitetty kaavassa (55). Kaava (55) esitetään eurokoodissa ankkurointipituuden perusarvona. Ankkurointi pituuden perusarvo lasketaan kaavalla (56). (Suomen betoni yhdistys 2013, 155.)

Ankkurointipituuden mitoitusehto (Suomen betoni yhdistys 2013, 155):

$$l_b \geq \frac{F_{Ed}}{u_s f_{bd}} \quad (55)$$

Ankkurointi pituuden perusarvo (Suomen betoniyhdistys 2013, 155):

$$l_{b,rqd} = \frac{F_{Ed}}{u_s f_{bd}} = \frac{\varnothing \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} \quad (56)$$

jossa

F_{Ed} = ankkuroitava voima (kN)

\varnothing = tangon paksuus (mm)

σ_{sd} = normaalijännitys tangossa = $\frac{F_{Ed}}{A_s}$

f_{bd} = tartuntalujuuden mitoitusarvo (Mpa)

Lopullinen ankkurointipituuden mitoitusarvo lasketaan kaavalla (57). Ankkurointipituuden perusarvoa voidaan pienentää kuvan 21 mukaisilla kertoimilla edullisten vaikutusten ansiosta. Pienennyskertoimia on tarpeen käyttää, kun ankkurointipituus ei riitä ilman niitä. (Suomen betoniyhdistys 2013, 155).

Ankkurointipituuden mitoitusarvo (Suomen betoniyhdistys 2013, 155):

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \quad (57)$$

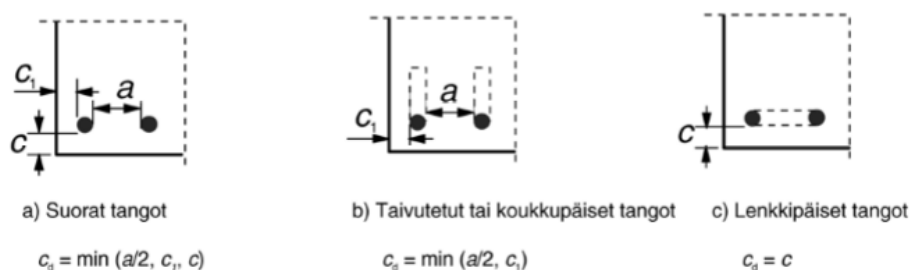
jossa

α = perusarvoa pienenevät edulliset tekijät, kuva 31.

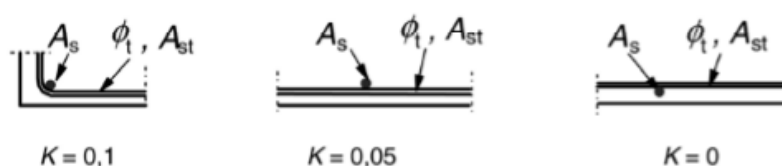
$l_{b,rqd}$ = ankkurointi pituuden perusarvo (mm)

Vaikuttava tekijä	Ankkurointityyppi	Betoniteräs	
		vetoteräs	puristusteräs
Tankojen muoto	Suora	$\alpha_1 = 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
	Muu kuin suora (ks. kuvia 8.1 (b), (c) ja (d))	$\alpha_1 = 0,7$ jos $c_d > 3\phi$ muuten $\alpha_1 = 1,0$ (mitan c_d arvot ovat kuvassa 8.3)	$\alpha_1 = 1,0$
Betonipeite	Suora	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - \phi)/\phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_2 = 1,0$
	Muu kuin suora (ks. kuvia 8.1 (b), (c) ja (d))	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - 3\phi)/\phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$ (mitan c_d arvot ovat kuvassa 8.3)	$\alpha_2 = 1,0$
Poikittainen laajenemisen estoraudotus, jota ei ole hitsattu pääraudoitukseen	Kaikki tyypit	$\alpha_3 = 1 - K\lambda$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_3 = 1,0$
Poikittainen hitsattu laajenemisen estoraudotus*	Kaikki tyypit; sijainti ja koko kuvassa 8.1 (e) määritellyllä tavalla	$\alpha_4 = 0,7$	$\alpha_4 = 0,7$
Laajenemista estävä poikittaispaine	Kaikki tyypit	$\alpha_5 = 1 - 0,04p$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	—
missä $\lambda = (\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st,min})/A_s$ ΣA_{st} poikittaisraudoituksen poikkileikkausala pitkin mitoitusarvon mukaista ankkurointipituutta l_{bd} $\Sigma A_{st,min}$ poikittaisraudoituksen poikkileikkauksen vähimmäisarvo $= 0,25 A_s$ palkeilla ja 0 laatoilla A_s yksittäisen halkaisijaltaan suurimman ankkuroidun tangon poikkileikkausala K kuvan 8.4 arvot p poikittaispaine [MPa] murtorajatilassa pitkin mitoitusarvon mukaista ankkurointipituutta l_{bd} . * Ks. myös kohtaa 8.6: Välittömällä tuella ankkurointipituuden mitoitusarvona l_{bd} voidaan käyttää pienempää arvoa kuin $l_{b,min}$ mikäli tuen kohdalla on vähintään yksi hitsattu poikittaislanka. Tämän edellytetään olevan vähintään 15 mm tuen ulkopinnalta.			

Kuva 31. Ankkurointi kertoimet (Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1–1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 134).



Kuva 32. Mitan c_d arvot palkeissa ja laatoissa (Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1–1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 134).



KUVA 33. Kertoimen K arvot palkeissa ja laatoissa (Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1–1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 135).

Lopuksi tulee tarkistaa, että raudoitukselle annetut vähimmäisarvot täyttyvät ja että ankkurointi pituus on riittävä. Veto- ja puristusraudoitukselle on annettu erilaiset vähimmäisarvot.

Ankkurointipituuden vähimmäisarvo vetoraudoitukselle (Suomen betoniyhdistys 2013, 157):

$$l_{bd} \geq l_{b,min} = \max \begin{cases} 0,31l_{b,rqd} \\ 10\phi \\ 100mm \end{cases} \quad (58)$$

Ankkurointipituuden vähimmäisarvo puristusraudoitukselle (Suomen betoniyhdistys 2013, 157):

$$l_{bd} \geq l_{b,min} = \max \begin{cases} 0,61l_{b,rqd} \\ 10\phi \\ 100mm \end{cases} \quad (59)$$

Ankkurointipituuden riittävyys tarkastetaan kaavalla (Suomen betoniyhdistys 2013, 157):

$$l_b \geq l_{bd,min} \quad (60)$$

jossa

l_b = toteutuva ankkurointi pituus

$l_{b,min}$ = rasituksen perusteella mitoitettu ankkurointipituuden mitoitussarvo

Toteutuva ankkurointipituus lasketaan kaavalla (Suomen betoniyhdistys 2013, 160):

$$l_b = L_T - c_{nom} \quad (61)$$

jossa

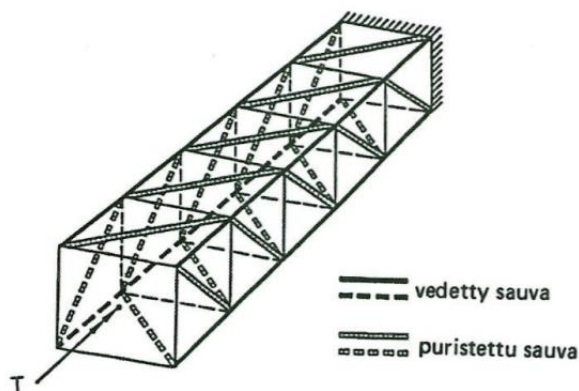
L_T = tukileveys

c_{nom} = betonipeitteen arvo

6.2.4 Vääntömitoitus

Palkissa esiintyy vääntörasituksia, mikäli palkissa olevien tukivoimien resultantit tai kuormat eivät kulje palkin poikkileikkauksen vääntökeskiön kautta. Tällainen tilanne palkeissa on esimerkiksi laatastalon reunapalkeissa, kotelopalkeissa, T-poikkileikkauksissa sekä kaarevissa palkeissa. Vääntökeskiö sijaitsee suorakaidepalkeissa symmetria akselilla ja akseleiden leikkauspisteissä kaksoissymmetrisissä poikkileikkauksissa. Epäsymmetrisissä poikkileikkauksissa vääntökeskiö tulee määrittää lujuusopin oppien mukaisesti. Vääntökeskiöllä tarkoitetaan pistettä, jonka ympäri poikkileikkaus lähtee kiertymään. Suorakaidepoikkileikkauksessa vääntökeskiö sijaitsee pintakeskiössä. (Suomen betoniyhdistys 2013, 165.)

Vääntömitoitus tehdään ristikkomenetelmää käyttäen. Palkissa olevat ylä- ja alakulman tangot toimivat ristikoiden vetopaarteina, haat toimivat poikkittaisina vetosauvoina ja betoni ristikon puristussauvoina. Kuvassa 34 on esitetty vääntömitoituksen ristikkomalli. Vääntöä on kahdenlaista: tasapainottava vääntö ja yhteensopivuusvääntö. Tasapainottava vääntö tarkoittaa, että rakenne murtuu, mikäli sillä ei ole tarpeeksi suurta vääntökestävyyttä. Yhteensopivuusväännöllä tarkoitetaan rasisitusta, joka syntyy muiden palkkiin liittyvien rakenteiden muodonmuutoksesta.



Kuva 34. Vääntörasitetun palkin ristikkomalli (Suomen betoniyhdistys 2013, 173)

Tehollisen kotelopoikkileikkauksen seinämän paksuus määritellään poikkileikkauksen pinta-alan ja poikkileikkauksen piirin avulla. Seinämä paksuus määritellään kaavalla:

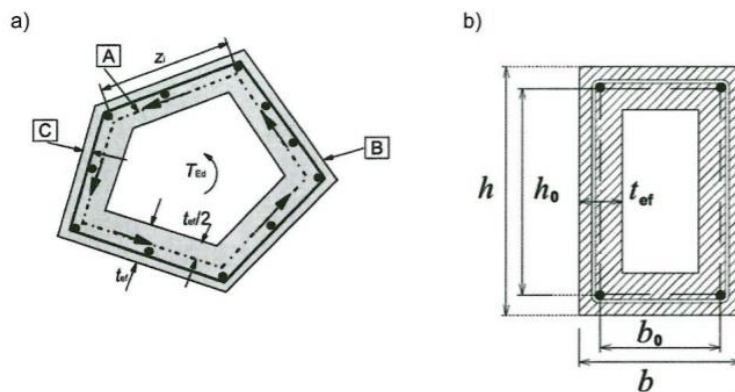
$$t_{ef} = \max \left\{ \begin{array}{l} 2d_s \\ \frac{A}{u} \end{array} \right. \quad (62)$$

jossa

d_s = pituussuuntaisen raudoituksen keskiöetäisyys betonin pinnasta

A = poikkileikkauksen poikkipinta-ala (mm^2)

u = poikkileikkauksen piiri (mm)



Kuva 35. Teholliset poikkileikkaukset mielivaltaiselle ja suorakaidepoikkileikkaukselle (Suomen betoniyhdistys 2013, 171)

Teholliset poikkileikkaukset lasketaan kaavoilla (Suomen betoniyhdistys 2013, 171):

$$b_0 = b - t_{ef} \quad (63)$$

$$h_0 = h - t_{ef} \quad (64)$$

Tehollisen pinta-alan ja tehollisen piirin avulla voidaan muodostaa mitoitusyhtälöt vääntömitoituksessa. Tehollisen poikkileikkauksen pinta-ala sekä tehollinen poikkileikkauksen piiri lasketaan kaavalla (Suomen betoniyhdistys 2013, 171–172):

$$A_k = b_0 h_0 \quad (65)$$

$$u_k = 2(b_0 + h_0) \quad (66)$$

Vääntöhalkeilukestävyys lasketaan kaavalla (Suomen betoniyhdistys 2013, 172):

$$T_{Rd,c} = 2A_k t_{ef} f_{ctd} \quad (67)$$

jossa

A_k = tehollinen poikkileikkauksen pinta-ala (mm²)

t_{ef} = seinämän paksuus (mm)

f_{ctd} = betonin vetolujuus (Mpa)

Mitoitusehto vääntökestävyydelle (Suomen betoniyhdistys 2013, 180):

$$T_{Rd,c} \geq T_{Ed} \quad (68)$$

jossa

$T_{Rd,c}$ = vääntöhalkeilu kestävyys (kNm)

T_{Ed} = mitoittava vääntömomentti (kNm)

Mikäli mitoitusehto toteutuu palkissa riittää vähimmäisraudoitus. Vääntömomentin ollessa suurempi kuin vääntöhalkeilukestävyyden tarvitaan erillinen mitoitettu vääntöraudoitus. Vääntöraudoituksen suunnittelu aloitetaan määrittelemällä puristussauvan kaltevuus θ .

Pituussuuntainen vääntöraudoitus lasketaan kaavalla (Suomen betoniyhdistys 2013, 175):

$$A_{sL} = \frac{T_{Ed}}{2A_k f_{yLd}} \frac{u_k}{\tan \theta} \quad (69)$$

jossa

T_{Ed} = mitoittava vääntömomentti (kNm)

A_k = tehollinen poikkileikkauksen pinta-ala (m²)

f_{yLd} = pituussuuntaisen raudoituksen myötölujuus (Mpa)

u_k = tehollinen piiri (m)

$\tan\theta$ = puristussauvan kaltevuus

Vääntöraudoituksen A_{sL} määrittämisen jälkeen rautamäärä jaetaan tasan palkin jokaiseen nurkkaan ja pitkän sivun keskelle. Vääntöraudoitus määritellään jakamalla vääntöraudoitus A_{sL} tankojen kapalemäärällä. Tämän jälkeen varmistetaan, että raudoituksen pinta-ala $A_{sL,tot}$ on riittävä. Mitoitusedon $A_{sL} \leq A_{sL,tot}$.

Pituussuuntaisen vääntöraudoituksen lisäksi palkkiin mitoitetaan hakaraudoitus. Rakenteisiin, joissa esiintyy vääntörasitusta, tulee laittaa vähintään sama määrä hakoja kuin leikkausrasitettuihin rakenteisiin. Vääntörasitetuissa rakenteissa hakojen tulee kuitenkin olla umpihakoja. Mitoitus aloitetaan valitsemalla hakojen koko ja lasketaan hakojen poikkipinta-ala A_{sw} . (Suomen betoniyhdistys 2013, 175.)

Hakojen enimmäisarvo lasketaan kaavalla (Suomen betoniyhdistys 2013, 175):

$$s \leq 2 \frac{A_{sw}}{T_{Ed}} A_k f_{ywd} \cot \theta \quad (70)$$

A_{sw} = hakojen poikkipinta-ala (mm²)

T_{Ed} = mitoitusmomentti (kNm)

f_{ywd} = hakaraudoituksen myötölujuus, mitoitusarvo (Mpa)

$\cot\theta$ = puristussauvan kaltevuus

Suurin sallittu hakaväli lasketaan kaavalla (Suomen betoniyhdistys 2013, 181):

$$s_{max} = \frac{u}{8} \quad (71)$$

u =poikkileikkauksen piiri (m)

Vääntökestävyydelle on määritelty myös yläraja, joka tulee tarkistaa, kun raudoitus on määritelty. Puristusruttokestävyys eli vääntökestävyyden yläraja lasketaan kaavalla (Suomen betoniyhdistys 2013, 174):

$$T_{Rd,max} = 2v f_{cd} A_k t_{ef} \sin \theta \cos \theta \quad (72)$$

jossa

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right) \quad (73)$$

Tunnetun poikkileikkauksen vääntökestävyys lasketaan kaavalla (Suomen betoniyhdistys 2013,173):

$$T_{Rd,s} = 2A_k \sqrt{\frac{A_{sw}f_{ywd}}{s} \frac{A_{sL}f_{yLd}}{u_k}} \quad (74)$$

jossa

A_{sw} = raudoituksen pinta-ala, yksileike (mm^2)

f_{ywd} = raudoituksen myötölujuuden mitoitusarvo (Mpa)

A_{sL} = pituussuuntaisen raudoituksen poikkipinta-alan summa (mm^2)

f_{yLd} = pituussuuntaisen raudoituksen myötölujuus (Mpa)

s = hakaväli (mm)

u_k = poikki pinta-alaa vastaava piiri (mm)

Mitoitusehto vääntökestävyydelle (Suomen betoniyhdistys 2013,174):

$$T_{Rd} = \max \left\{ \begin{array}{l} T_{Rd,c} \\ \min \left\{ T_{Rd,s} \right. \end{array} \right. T_{Rd,max} \quad (75)$$

Vääntörasitusta ei käytännössä rakenteissa esiinny ainoana rasituksena, vaan yhdessä muiden rasitusten kanssa. Tämän vuoksi tulee tarkistaa rakenteeseen kohdistuvien rasitusten yhteisvaikutus. Palkissa puristussauvoina olevan betonin puristuskestävyys tulee tarkistaa leikkaus- ja vääntörasitukselle. Puristussauvojen kestävyys ei ylitä, mikäli kaavan (76) mitoitusehto on voimassa.

Yhteisvaikutus ehto (Suomen betoniyhdistys 2013,177):

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1 \quad (76)$$

jossa

T_{Ed} = vääntörasituksen mitoitusarvo

$T_{Rd,max}$ = vääntökestävyyden mitoitusarvon yläraja

V_{Ed} = leikkausrasituksen mitoitusarvo

$V_{Rd,max}$ = leikkauskestävyyden mitoitusarvon yläraja

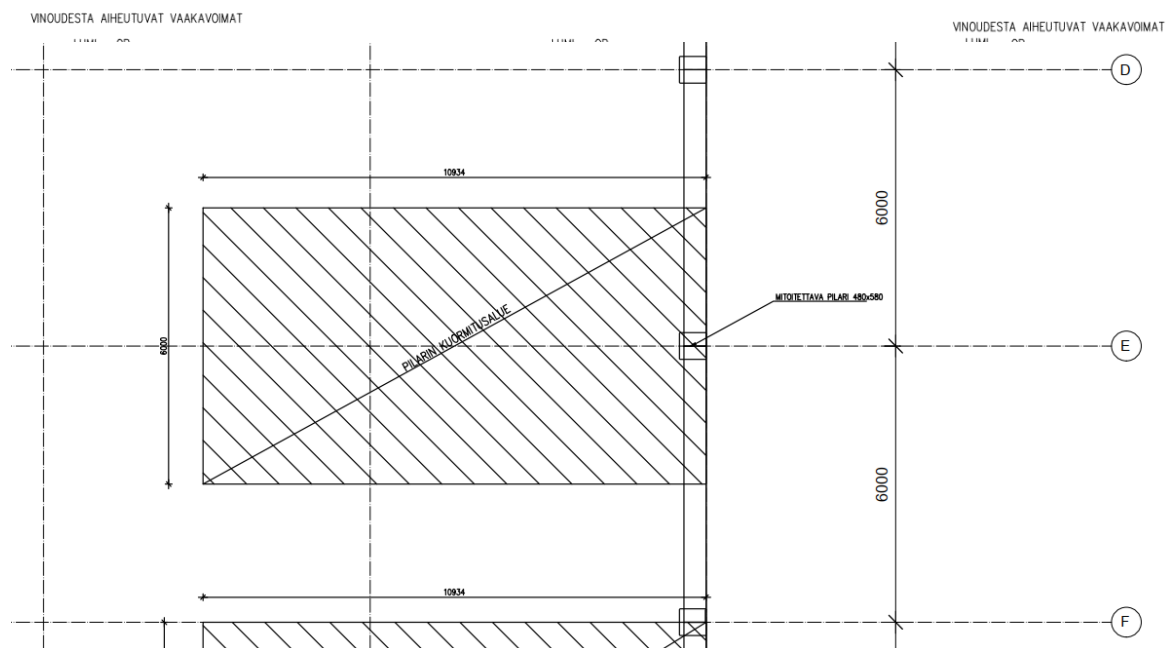
Mitoitettavassa hallissa vääntörasituksia esiintyy välipohjassa ontelolaattaa kannattelevissa leukapalkkeissa ja hallin keskilinjalla olevilla palkeilla, jolle kuorma tulee epäkeskeisesti. Tässä opinnäytetyössä ei mitoitettu leukapalkkeja, eikä keskilinjalla olevia palkkeja. Kattoa kannattelevaan reunapalkkiin ei kohdistu vääntörasitusta, koska laatat eivät tukeudu palkin reunalle. Palkkeihin kohdistuva vääntö tulee aina tapauskohtaisesti tutkia ja huomioida palkkien mitoituksessa.

6.3 Mastopilarin mitoitus

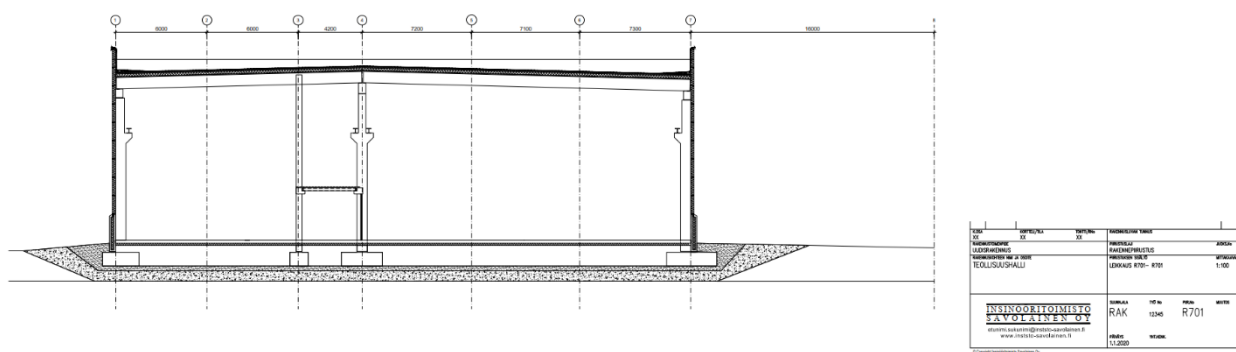
Pilarit ovat sauvamaisia rakenteiden pystykannattajia, joiden pääasiallinen kuormitusrasitus on puristus. Pilareihin kuitenkin liittyy myös taivutusrasitusta. (Suomen betoniyhdistys 2014,97.) Pilarilla tarkoitetaan rakenneosaa, jonka poikkileikkauksen suurempi sivumitta on suurimmillaan 4 kertaa pienemmän sivumitan verran ja sen pituuden tulee olla vähintään kolme kertaa suurempi kuin poikkileikkauksen suurempi sivumitta (Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1–1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 57). Eurokoodissa on määritelty kolme tapaa mitoittaa pilari: yleinen menetelmä, nimellisen jäykkyyden menetelmä sekä nimellisen kaarevuuden menetelmä. Tässä opinnäytetyössä laskenta on tehty nimellisen kaarevuuden menetelmällä, koska se soveltuu parhaiten erillisille rakenneosille, joiden nurjahduspituus tunnetaan sekä kun rakenneosaan vaikuttaa muuttumattoman suuruinen kuorma. Betonipilareiden mitoituksessa on huomioitava ensimmäisen kertaluvun voimasuureiden lisäksi toisen kertaluvun voimasuureet, koska betonipilarit ovat hoikia rakenteita, joissa voimasuureet muuttuvat epälineaarisesti kuormituksen vaikutuksesta.

Pilareiden mitoitukseen vaikuttaa oleellisesti ovatko rakenteen jäykistettyjä vai jäykistämättömiä. Jäykistetyistä rakenteista puhutaan silloin kun rakenteessa on esimerkiksi seiniä tai ristikoita, jotka ovat vaakakuormiin nähden hyvin jäykkiä rakenneosia. Jäykät rakenneosat ottavat suuren osan vaakakuormista ja välittää ne perustuksille. Jäykistämätön rakenne on taas puolestaan esimerkiksi pilareiden tai kehien avulla toteutettu vähemmän jäykkä rakenne, jossa esiintyy sivusiirtymiä. Mastopilarit ovat jäykistämättömiä pilareita, jonka vaikutukset tulee ottaa huomioon pilarin mitoituksessa. (Suomen betoniyhdistys 2014,98.)

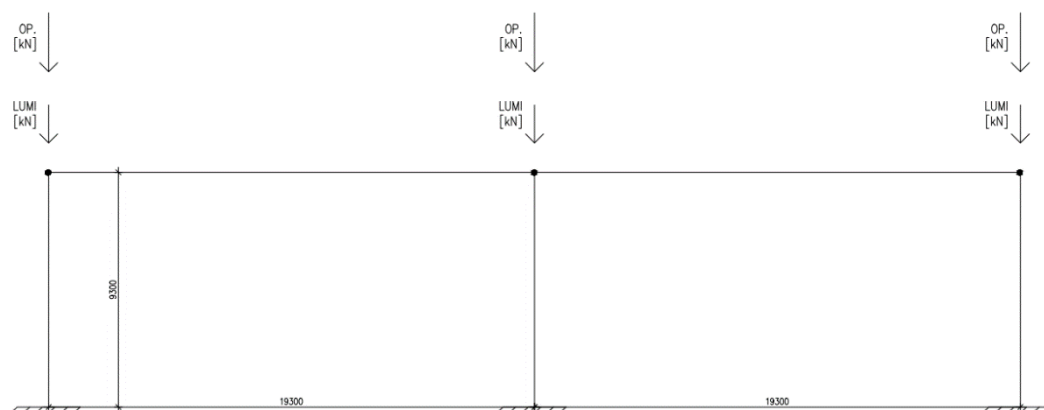
Tässä opinnäytetyössä mitoitettavassa hallissa betonipilarit toimivat rakennusta jäykistävinä rakenteina eli mastopilareina. Mastopilarit ovat jäykästi kiinni alapäästään ja ne siirtävät rakenteelle tulevan kuorman perustuksille. Mastopilarin etuina ovat yksinkertainen valmistus sekä asennus, hyvä muuntojoustavuus, seinille ei tarvita jäykisteitä sekä laajat esteettömät pinnat (Elementtisuunnittelu h). Pilariin vaikuttavat kuormat ovat laskettu liitteessä 5. Pilarissa vaikuttava kokonaismomentti on laskettu käsin, mutta yksittäisen pilarin alapäähän syntyvä momentti on laskettu Jigi FEM ohjelmistolla. Tässä opinnäytetyössä pilarissa olevaa konsolia ei ole mitoitettu, mutta nosturista aiheutuvat kuormat on huomioitu laskennassa.



Kuva 36. Pilarin kuormitusala

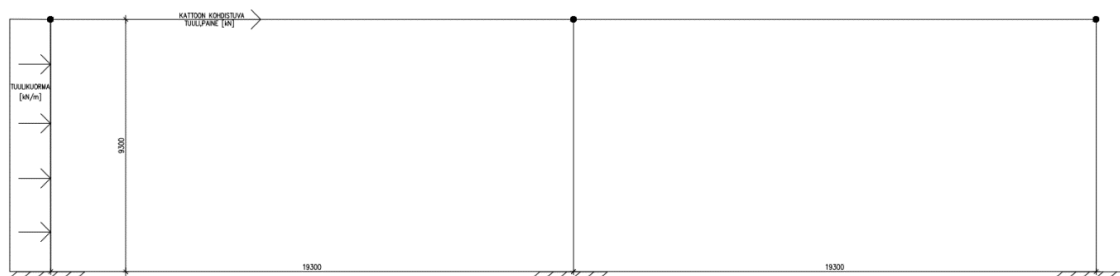


Kuva 37. Rakennuksen leikkauskuva

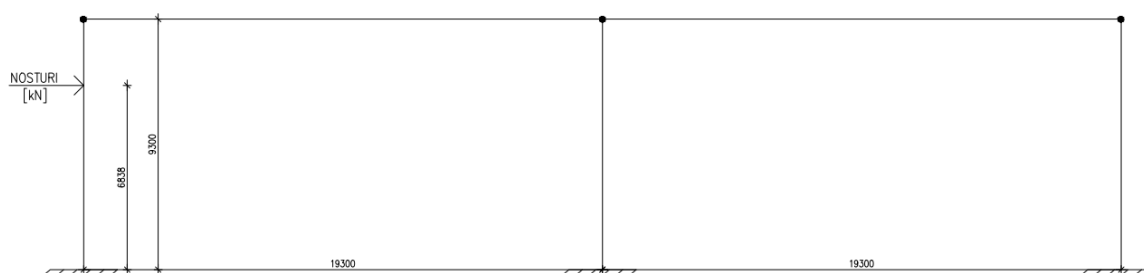


Kuva 38. Pilari-palkki kehän rakennemalli pystykuormat

Kuva 39. Pilari-palkki kehän rakennemalli vinoudesta aiheutuvat vaakavoimat



Kuva 40. Pilari-palkki kehän rakennemalli tuulikuormat



Kuva 41. Pilari-palkki kehän rakennemalli nosturikuorma

Taulukko 32. Rakenteeseen vaikuttavat kuormat, jotka on esitetty kuvissa 38, 39, 40 ja 41. Taulukossa esitetyt kuormat on esitetty ilman osavarmuuskertoimia.

Kuorma	Kuorman suuruus		
	reunapilari	keskipilari	
Omapaino	388,0	647,1	kN
Lumi	120,5	241	kN
Vinoudesta aiheutuva vaakavoima: Omapaino	1,1	1,8	kN
Vinoudesta aiheutuva vaakavoima: Lumi	0,66	0,33	kN
Tuulikuorma	3,95		kN/m ²
Kattoon kohdistuva tuuli	13,818		kN
Nosturista aiheutuva vaakavoima	20,1		kN

6.3.1 Ensimmäisen kertaluvun laskenta

Ensimmäisen kertaluvun voimasuureet lasketaan lineaarisella menetelmällä. Ensimmäisen kertaluvun vaikutuksia ovat lineaarisesti mitoitettut voimasuureet, joissa otetaan huomioon kuorman sijainnin alkuepä-tarkkuudet (Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1–1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 63). Mitoituksen alussa rakenteesta muodostetaan rakennemalli ja pilariin

vaikuttavat ulkoiset kuormitukset tulee määritellä. Pilariin kohdistuva normaalivoima lasketaan rakenteeseen vaikuttavista pystykuormista sekä pilariin vaikuttavat momentit lasketaan rakenteeseen vaikuttavista vaakakuormista.

Kuormitusten määrittämisen jälkeen edetään mitoituksessa määrittelemällä pilarin hoikkuusluku kaavalla (77). Pilarin hoikkuus kuvaa sen taipumisherkkyttä. Teräsbetonipilari on hoikka, mikäli sen hoikkuusluku λ on suurempi kuin hoikkuuden raja-arvo λ_{lim} . Tämä tarkoittaa siis sitä, että mitä suurempi hoikkuusluku on, sitä herkemmin pilariin syntyy lisätaipumaa sekä -momenttia kuormituksen vaikutuksesta. Kun kyseessä on hoikka pilari, tulee taipumasta aiheutuva lisämomentti ottaa mitoituksessa huomioon. Lisämomentin laskenta tulee esille kappaleessa 7.3.2. Toisen kertaluvun laskenta. (Suomen betoniyhdistys 2014, 123.)

Hoikkuusluku lasketaan kaavalla (Suomen betoniyhdistys 2014, 122):

$$\lambda = \frac{L_0}{i} \quad (77)$$

jossa

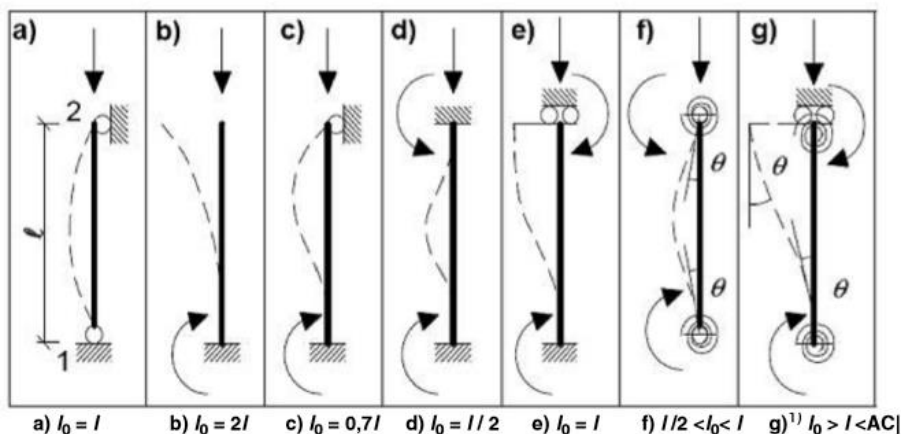
L_0 = nurjahduspituus kts. Kuva 42.

$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ = jäyhyyssäde

I = poikkileikkauksen jäyhyysmomentti

A = poikkileikkauksen pinta-ala (mm^2)

Pilarin nurjahduspituudella tarkoitetaan puristetun sauvan tehollista mitoituspituutta, joka on määriteltä sauvan taipumamuodon mukaan. Nurjahduspituuteen vaikuttaa pilarin päiden kiinnitys sekä nurjahduspituuden laskennassa on tärkeä erottaa, onko kyseessä jäykistetty vai jäykistämätön sauva. Esimerkkejä sauvojen nurjahdusmuodoista ja nurjahduspituuksista näkyy kuvasta 42. Nurjahduspituudet voidaan myös laskea kaavoilla (78) ja (79). Kaava (78) on tarkoitettu jäykistetyille pilareille sekä kaava (79) jäykistämättömille pilareille. (Suomen betoniyhdistys 2014, 118). Teräsbetonisille mastopilareille käytetään nurjahduspituutena arvoa 2,2.



Kuva 42. Sauvojen nurjahdusmuodot ja nurjahduspituudet (Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1–1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 65)

Jäykistetyin pilarin nurjahduspituus lasketaan kaavalla (Suomen betoniyhdistys 2014, 119):

$$L_0 = 0,5L \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45+k_1}\right) * \left(1 + \frac{k_2}{0,45+k_2}\right)} \quad (78)$$

Jäykistämättömän pilarin nurjahduspituus lasketaan kaavalla (Suomen betoniyhdistys 2014, 119):

$$L_0 = L * \max(a, b) \quad (79)$$

jossa

$$a = \sqrt{1 + 10 * \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2}}$$

$$b = \left(1 + \frac{k_1}{1+k_1}\right) * \left(1 + \frac{k_2}{1+k_2}\right)$$

k_1 ja k_2 = ovat joustovakioita, jotka lasketaan kaavalla

$$k = \frac{\theta}{M} \frac{EI}{L}$$

θ = pilarin päätä jäykistävien rakenneosien kiertymä momentilla M

EI = pilarin taivutusjäykkyys

L = pilarin pituus

Joustovakion arvo 0 vastaa teoreettisesti täysin jäykkää kiinnitystä ja joustovakion arvo ∞ vapaasti kiertyvää päätä. Mitoituksessa kuitenkin suositellaan käytettäväksi vähintään arvoa 0,1. (Suomen betoniyhdistys 2014, 119).

Pilareiden mitoituksessa rakenteen mittapoikkeamat sekä rakenteisiin kohdistuvien kuormien sijaintien epäedulliset vaikutukset tulee huomioida. Mittaepätarkkuudet huomioidaan kaavalla:

$$\theta = \theta_0 * \alpha_h * \alpha_m \quad (80)$$

jossa

$$\theta_0 = \left(\frac{1}{200}\right)$$

$$\alpha_h = \left(\frac{2}{\sqrt{l}}\right) \quad \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 * \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$$

l = rakennuksen korkeus (m)

m = pystyrakenneosien lukumäärä, joka aiheuttaa jäykistysjärjestelmään vaakavoimia

Epätarkkuuksien vaikutus voidaan huomioida kahdella eri menetelmällä erillisten rakenneosien osalta; epäkeskisyyden e_i tai poikittaisvoiman H_i avulla. Epäkeskisyys lasketaan kaavalla (81). Erillisille pilareille, jotka toimivat osana jäykistettyä järjestelmää sekä seinille voidaan käyttää yksinkertaistettua kaavaa: $e_i = l_0/400$. Poikittaisvoimat lasketaan kaavalla (82) jäykistämättömille rakenneosille sekä kaavalla (83) jäykistetyille rakenneosille. (Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1–1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 55.) Tässä opinnäytetyössä epätarkkuuksien vaikutus on huomioitu epäkeskisyyden e_i avulla. Rakenteelle on annettu myös vähimmäisepäkeskisyyden arvo, jota tulee käyttää, mikäli mitoitusmomentti M_{Ed} jää laskettua epäkeskisyyden aiheuttamaa momenttia M_{min} pienemmäksi. Vähimmäisepäkeskisyyden arvot näkyvät kaavasta (84).

Epäkeskisyyden laskenta kaava (Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1–1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 55):

$$e_{02} = \frac{M_1}{N} \quad (81)$$

Poikittaisvoimat lasketaan kaavalla (Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1–1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 55):

$$H_i = \theta_i N, \text{ jäykistämättömissä rakenteissa} \quad (82)$$

$$H_i = 2\theta_i N, \text{ jäykistetyissä rakenteissa} \quad (83)$$

jossa

N = normaalivoima (kN)

Vähimmäisepäkeskisyyden arvot (Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 82):

$$e_0 = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{30} \\ 20mm \end{array} \right. \quad (84)$$

jossa

h = poikkileikkauksen korkeus (mm)

Vähimmäisepäkeskisyydestä aiheutuva vähimmäismitoitusmomentti lasketaan kaavalla (Suomen betoni yhdistys 2014, 130):

$$M_{min} = e N_{Ed} \quad (85)$$

Ensimmäisen kertaluvun mitoitusmomentti rasitetummalle päälle lasketaan kaavalla (Suomen betoni yhdistys 2014, 143):

$$M_{02} = e_{02} * N_{Ed} + M_{ala} \quad (86)$$

jossa

M_{ala} = pilarin alapäähän syntyvä momentti

6.3.2 Toisen kertaluvun laskenta

Toisen kertaluvun vaikutuksen voidaan ottaa mitoituksessa huomioon usealla eri tavalla. Vaikutuksen voidaan huomioida epälineaarista analyysiä käyttämällä, nimellisyäkkyyteen perustuvalla menetelmällä tai nimelliseen kaarevuuteen perustuvalla menetelmällä.

Toisen kertaluvun voimasuureiden laskentaan käytetään tässä työssä nimelliseen kaarevuuteen perustuvaa menetelmää. Nimellisen kaarevuuden menetelmä sopii parhaiten laskemiseen, eikä se ole liian monimutkainen. Tässä menetelmässä taipuma lasketaan nurjahduspituuden mukaisesti arvioitun kaarevuuden suurimman arvon avulla. Tämän avulla saadaan taipumaan pohjautuva nimellinen lisämomentti, jota käytetään puristettujen ja taivutettujen poikkileikkausten mitoittamiseen. Tämä menetelmä sopii erillispilareihin, joihin kohdistuu muuttumaton samansuuruinen normaalivoima ja joiden nurjahduspituus on tunnettu. Nimellinen lisämomentti lasketaan normaalivoimaa mitoitusarvon ja taipumaa vastaavan epäkeskisyystekijöiden tulona. Pilarin lopullinen momentti lasketaan kaavalla (94). (Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1–1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 71–72.)

Pilareiden mitoituksessa toisen kertaluvun vaikutukset voidaan jättää mitoituksesta, mikäli ne ovat alle 10 % ensimmäisen kertaluvun vaikutuksista tai mikäli hoikkuus on pienempi kuin pilarin raja hoikkuus (Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1–1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 64). Hoikkuuden raja-arvo lasketaan kaavalla (87).

Hoikkuuden raja-arvo (Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1–1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 64):

$$\lambda_{lim} = 20 * A * B * \frac{C}{\sqrt{n}} \quad (87)$$

jossa

$$A = \frac{1}{(1+0,2\varphi_{ef})}$$

jos virumisastetta φ_{ef} ei tunneta, voidaan käyttää arvoa $A=0,7$

$$B = \sqrt{1 + 2\omega}$$

jos mekaanista raudoitussuhdetta ei tunneta, voidaan käyttää arvoa $B = 1,1$

$$C = 1,7 - r_m$$

jos päätemomenttien suhdetta r_m ei tunneta, voidaan käyttää arvoa $C = 0,7$

φ_{ef} = virumisaste kts. kaava (88)

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} = \text{raudoitussuhde}$$

A_s = pääraudoituksen pinta-ala

A_c = poikkileikkauksen pinta-ala

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} = \text{suhteellinen normaalivoima}$$

$$r_m = \frac{M_{O1}}{M_{O2}} = \text{päätmomenttien suhde}$$

Virumisella tarkoitetaan rakenteen pitkäaikaiskuormituksen vaikutuksesta syntyviä muodonmuutoksia, jotka vaikuttavat rakenteen toimintaan. Virumaan vaikuttaa betonin lujuus, koostumus, ikä, kuormituksen alkamishetki, sementtityyppi sekä kosteusolosuhteet. Virumisaste lasketaan kaavalla (88), ja se tulee ottaa mitoituksessa huomioon. Virumaa esiintyy kaikkien kuormitustapausten yhteydessä.

Virumisaste lasketaan kaavalla (Suomen betoniyhdistys 2014, 128):

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}} \quad (88)$$

Jossa

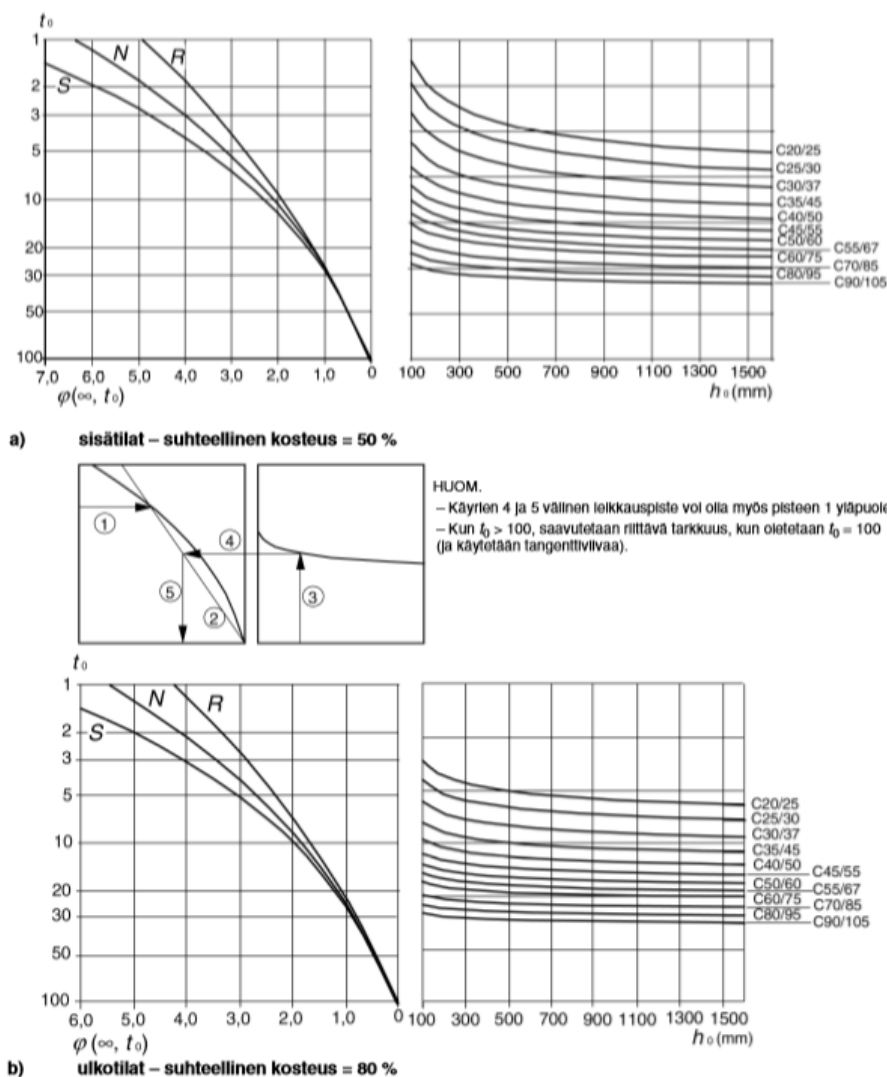
$\varphi(\infty, t_0)$ = viruman loppuarvo kts. Kuva 43

M_{0Eqp} = taivutusmomentti käyttörajatilan pitkäaikaisella kuormitusyhdistelmällä

M_{0Ed} = taivutusmomentti murtorajatilassa

Virumisen vaikutusta ei tarvitse huomioida, mikäli hoikkuus ja viruma ovat tarpeeksi pieniä ja epäkeskisyys on riittävän suuri. Seuraavien ehtojen toteutuessa voidaan olettaa $\varphi_{ef} = 0$:

- $0\varphi(\infty, t_0) \leq 2$;
- $\lambda \leq 75$
- $\frac{M_{0Ed}}{N_{Ed}} \geq h$ (Suomen betoniyhdistys 2014, 128).



Kuva 43. Virumaluvun määrittäminen normaaleissa ympäristöolosuhteissa olevalle betonille (Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1–1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 32)

Toisen kertaluvun laskennassa nimellisen kaarevuuden menetelmässä pyritään laskemaan pilarissa syntyvän kaarevuuden perusteella pilarin suurin taipuma murtorajatilassa. Laskennassa huomioidaan kaarevuuden ja viruman vaikutus. Kaarevuus lasketaan kaavalla (89) ja viruma kaarevuutta lisäävä vaikutus huomioidaan kaavalla (91). Kaarevuuden avulla saadaan laskettua pilarin suurin taipuma kaavalla (93).

Kaarevuuden laskenta kaava (Suomen betoniyhdistys 2014, 126):

$$\frac{1}{r} = K_r K_\varphi \frac{1}{r_0} \quad (89)$$

jossa

K_r = normaalivoimasta riippuva kerroin ($\leq 1,0$) kts. kaava (90)

K_φ = viruman vaikutuksen huomioon otettava kerroin ($\geq 1,0$) kts. kaava (91)

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45d}$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \text{raudoituksen myötövenymä}$$

d = poikkileikkauksen tehollinen korkeus

Normaalivoimasta riippuva kerroin lasketaan kaavalla (Suomen betoniyhdistys 2014, 127):

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \leq 1,0 \quad (90)$$

jossa

n = suhteellinen normaalivoima

$$n = \frac{N_{Ed}}{bh f_{cd}}$$

$n_u = 1 + \omega$; suhteellisen puristuskestävyyden maksimiarvo

$n_{bal} = 0,4$; tasapainotilaa vastaava suhteellinen normaalivoima

Virumasta aiheutuvan kaarevuuden lisääntymisen huomioiva kerroin lasketaan kaavalla (Suomen betoniyhdistys 2014, 127):

$$K_\varphi = 1 + \beta \varphi_{ef} \geq 1,0 \quad (91)$$

jossa

φ_{ef} = virumisaste

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200 \text{ MPa}} - \frac{\lambda}{150}$$

λ = hoikkuusluku

f_{ck} = betonin puristuslujuus (Mpa)

Epäkeskisyystekijä, joka huomioi kaarevuuden sekä viruman, lasketaan kaavalla (Suomen betoniyhdistys 2014, 128):

$$e_2 = \frac{1}{r} \frac{L_0^2}{c} \quad (92)$$

jossa

L_0 = pilarin nurjahduspituus (m)

c = kerroin, joka on riippuvainen kokonaiskaarevuuden jakaumasta. Normaalisti käytetään arvoa $c = 10$. Mikäli 1. kertaluvun momentti on jakautunut tasan, käytetään arvoa $c \geq 8$.

Toisen kertaluvun momentti lasketaan kaavalla (Suomen betoniyhdistys 2014, 134):

$$M_2 = e_2 N_{Ed} \quad (93)$$

Mitoitusmomentin laskenta kaavalla (Suomen betoniyhdistys 2014, 132):

$$M_{Ed} = \max \begin{cases} M_{0Ed} + M_2 \\ M_{02} \\ M_{min} \end{cases} \quad (94)$$

Mitoitusmomentin laskennan jälkeen voidaan mitoittaa poikkileikkauksen rauditus valmiiden käyrästöjen avulla. Raudituksen mitoitus aloitetaan laskemalla suhteelliset voimasuureet; suhteellinen normaalivoima sekä suhteellinen taivutusmomentti. Suhteellinen normaalivoima lasketaan kaavalla (95). Suhteellinen taivutusmomentti lasketaan kaavalla (96).

Suhteellisen normaalivoima lasketaan kaavalla (Suomen betoniyhdistys 2014, 144):

$$n = \frac{N_{Ed}}{bh f_{cd}} \quad (95)$$

jossa

N_{Ed} = normaalivoima (kN)

b = pilarin poikkileikkauksen leveys (m)

h = pilarin poikkileikkauksen korkeus (m)

f_{cd} = betonin mitoituslujuus (MPa)

Suhteellinen taivutusmomentti lasketaan kaavalla (Suomen betoniyhdistys 2014, 144):

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{bh^2 f_{cd}} \quad (96)$$

jossa

M_{Ed} = mitoitusmomentti (kNm)

b = pilarin poikkileikkauksen leveys (m)

h = pilarin poikkileikkauksen korkeus (m)

f_{cd} = betonin mitoituslujuus (MPa)

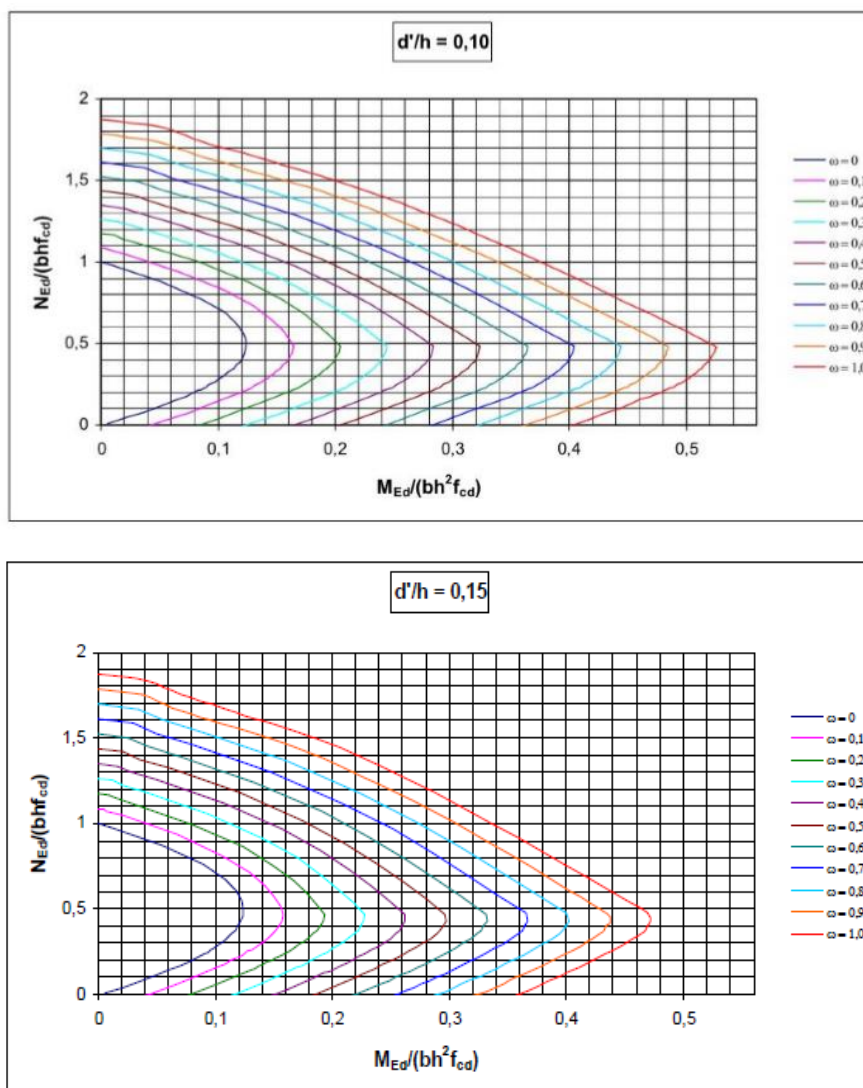
Suhteellisen normaalivoiman ja suhteellisen taivutusmomentin avulla määritellään kuvan 44 kuvaa-
jasta raudoitussuhteen ω arvo. Taulukko tulee valita lasketun d' arvon ja korkeuden suhteesta $\frac{d'}{h}$.
Taulukoita on erilaisille $\frac{d'}{h}$ suhteilla. Poikkileikkauksen d' arvo lasketaan kaavalla (97). Käyrästä vali-
tun rauditus suhteen ω avulla, voidaan määrittää vaadittu rauditusala kaavalla (98). (Suomen be-
toniyhdistys 2014, 144.)

$$d' = c_{nom} + 1,1 * \phi_t + \frac{\phi_L}{2} \quad (97)$$

c_{nom} = betonipeitteen paksuus (mm)

ϕ_t = hakaraudituksen halkaisija (mm)

ϕ_L = pääraudituksen halkaisija (mm)



Kuva 44. Yhteisvaikutusdiagrammeja suorakaidepilareille, joista voidaan selvittää mekaaninen raudoitussuhde (Elementtisuunnittelu i)

Vaadittu raudoitusala lasketaan kaavalla (Suomen betoniyhdistys 2014, 144):

$$A_{s,vaad} = \omega b h \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (98)$$

jossa

ω = raudoitussuhde

b = poikkileikkauksen leveys (mm)

h = poikkileikkauksen korkeus (mm)

f_{cd} = betonin mitoituslujuus (MPa)

f_{yd} = raudoituksen mitoituslujuus (MPa)

Lopullinen tarvittava raudoitus määrä pilariin lasketaan kaavalla (98). Valitun raudoituksen tulee täyttää ehto $A_{s,tot} \geq A_{s,vaad}$. Pilareiden raudoitus koostuu pääraudoituksesta sekä hakaraudoituksesta. Pilareiden liitokset muihin rakenneosiin tehdään pulteilla ja pilarikengillä, joiden mitoitus- sekä

raudoitusohjeet ovat saatavissa tuotevalmistajien sivuilla tai liitoksien mitoitusohjelmistoissa. Pääraudoitus pyritään tekemään symmetriseksi koko pilarin pituudelle laskentamenetelmien vuoksi. Eurokoodissa on annettu ohjearvoja pääraudoituksen toteuttamiseen. Päätankojen vähimmäishalkaisijan tulee olla vähintään 8 mm sekä pääraudoituksen vähimmäismäärä lasketaan kaavalla (99). Lisäksi eurokoodissa on annettu pilarin pääraudoituksen enimmäismäärät; jatkosten ulkopuolella $A_{s,max} = 0,06 \cdot A_c$ ja limijatkosten alueella $A_{s,max} = 0,12 \cdot A_c$. (Suomen betoniyhdistys 2014, 135.)

Pilarin pääraudoituksen vähimmäismäärä lasketaan kaavalla (Suomen betoniyhdistys 2014, 135):

$$A_{s,min} = \max \left\{ \frac{0,10 N_{Ed}}{f_{yd}}, 0,002 A_c \right\} \quad (99)$$

jossa

N_{Ed} = Normaalivoima (kN)

A_c = betonin pinta-ala (mm²)

Pilari tarvitsee myös hakaraudoituksen. Hakojen minimi hakaisija lasketaan mitoitusehdolla kaavasta (100). Lisäksi täytyy määrittää hakojen suurin hakaväli. Hakaväli lasketaan kaavalla (101).

Hakojen halkaisija määritetään kaavalla (Suomen betoniyhdistys 2014, 149):

$$\phi_{t,min} = \max \left\{ 6mm, 0,25 \phi_L \right\} \quad (100)$$

Hakojen hakaväli määritetään kaavalla (Suomen betoniyhdistys 2014, 150):

$$S_{cL,tmax} = \min \left\{ \begin{array}{l} 15 \phi_L \\ 400mm \\ \text{pilarin pienin sivumitta} \end{array} \right. \quad (101)$$

$$\frac{0,85}{a} \geq \sqrt{\frac{3\sigma_{gd}}{f_{ctd,pl}}} \quad (102)$$

jossa

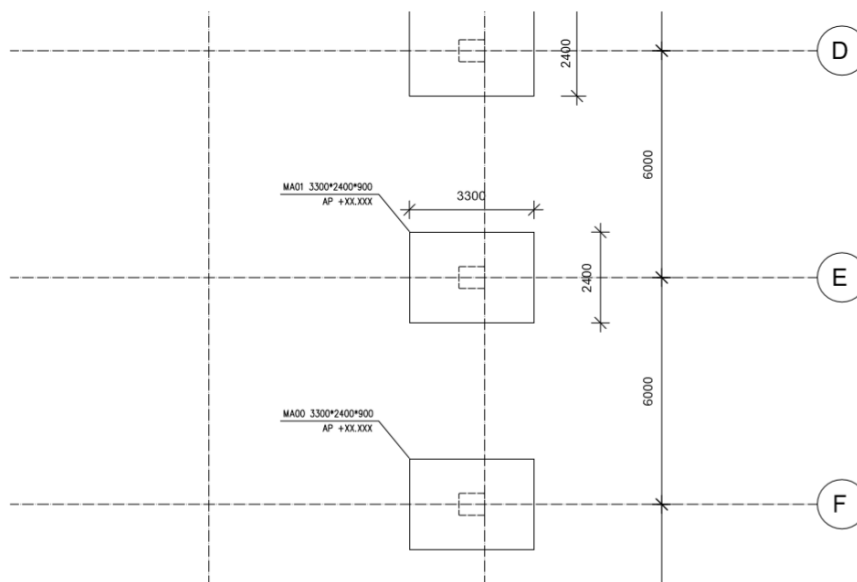
h_r = anturan paksuus (mm)

a = pystyosan seinämästä mitattu anturan ulkonema (mm)

σ_{gd} = pohjapaineen mitoitusarvo (kN/m²)

$f_{ctd,pl}$ = betonin vetolujuuden mitoitusarvo (MPa)

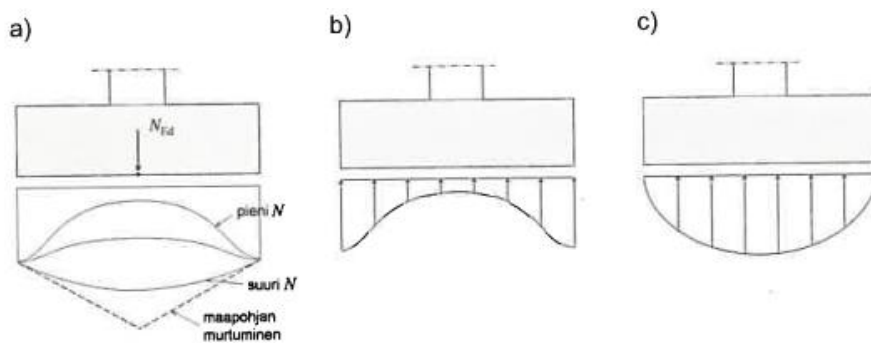
Pilarianturan mitoitus aloitetaan määrittelemällä anturan alustavat sivumitat B₁ ja B₂. Mitoituksen alussa täytyy myös huomioida, onko pilarianturaan kohdistuva kuorma keskistä vai epäkeskistä. Epäkeskisyys tulee huomioida anturan molemmille sivumitoille. (Suomen betoniyhdistys 2014, 179–180.) Kuvassa 46 näkyy mitoittettava antura. Anturan sivumitoiksi valittiin 3,3 m ja 2,4 m.



Kuva 46. Mitoittettava antura.

6.4.1 Pohjapaineen mitoitus arvo

Anturan raudoitusta laskettaessa tulee mitoittaa pohjapaineen mitoitusarvo. Pohjapaineen jakaumaan vaikuttaa maapohjan laatu, anturan jäykkyys, kuormituksen suuruus sekä perustamis- syvyys. Lisäksi pohjapaineen kehittymiseen ja suuruuteen vaikuttaa anturan viereiset rakenteet. Kuormat lasketaan alapinnan tasoon, jotta anturan omapaino ja anturan päällä olevien maamassojen paino saadaan huomioitua mitoituksessa. Anturan omapaino ja sen päällä olevat maamassat eivät aiheuta kuormitusta. Kuvassa 47 näkyy kuormituksen vaikutus pohjapainejakaumaan sekä pohjapainejakaumat hieno- ja karkearakeisilla maa-aineksilla. Pohjapaineen laskenta tehdään murtorajatilassa sekä käyttörajatilassa, joissa kaavat poikkeavat toisistaan. Murtorajatilassa pohjapaine oletetaan tasan jakautuneeksi kuin taas käyttörajatilassa pohjapaine oletetaan jakautuvan suoraviivaisesti.



Kuva 47. Pohjapainejakautumat (Suomen betoniyhdistys 2014, 180.)

Pohjapaineen laskentaan vaikuttaa oleellisesti onko kuormitus keskeinen vai epäkeskeinen. Epäkeskeisessä kuormassa tulee huomioida kuorman epäkeskisyyttä kaavalla (108). Murtorajatilamitoituksessa olettamuksena on, että pohjapaine on tasaisesti jakautunut. Keskisellä kuormalla pohjapaine lasketaan kaavalla (103) ja epäkeskisellä kuormalla lasketaan kaavalla (104). (Suomen betoniyhdistys 2014, 180.)

Pohjapaine murtorajatilassa keskiselle kuormalle ja epäkeskiselle kuormalle kaavoilla (Suomen betoniyhdistys 2014, 180):

$$\sigma_{gd} = \frac{N_{Ed}}{B_1 B_2} \quad (103)$$

$$\sigma_{gd} = \frac{N_{Ed}}{(B_1 - 2e) B_2} \quad (104)$$

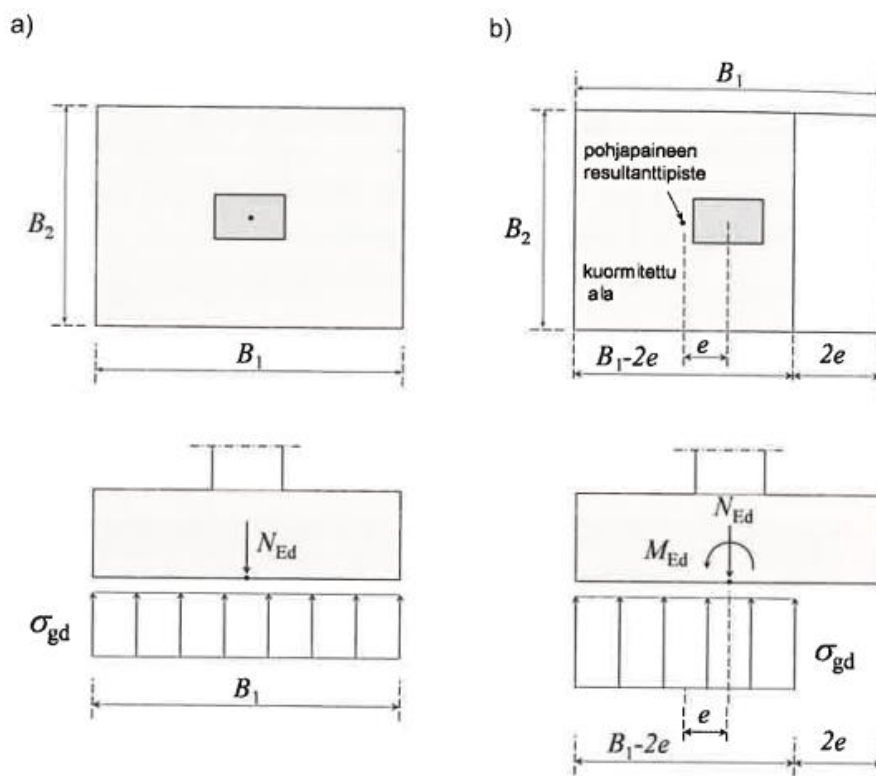
jossa

N_{Ed} = normaalivoima (kN)

B_1 = anturan leveys kts. Kuva 48

B_2 = anturan pohjan korkeus kts. kuva 48

e = epäkeskisyyttä kaava 108



Kuva 48. Pohjapaineiden laskentamalli murtorajatilassa. Kuvassa a) keskiselle kuormalle ja b) epäkeskiselle kuormalle (Suomen betoni yhdistys 2014, 181)

Pohjapaine käyttörajatilassa keskiselle kuormalle ja epäkeskiselle kuormalle lasketaan kaavoilla (Suomen betoni yhdistys 2014, 182):

$$\sigma_{gd,1} = \frac{N_{Ed}}{B_1 B_2} \left(1 + 6 \frac{e}{B_1} \right) \quad (105)$$

$$\sigma_{gd,2} = \frac{N_{Ed}}{B_1 B_2} \left(1 - 6 \frac{e}{B_1} \right) \quad (106)$$

$$\sigma_{gd} = \frac{2N_{Ed}}{(1,5B_1 - 3e)B_2} \quad (107)$$

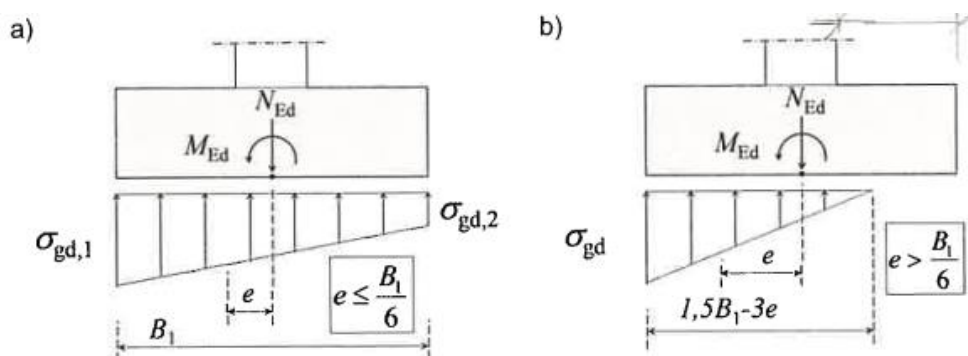
jossa

N_{Ed} = normaalivoima (kN)

B_1 = anturan leveys kts. Kuva 30 (mm)

B_2 = anturan pohjan pituus kts. kuva 30 (mm)

e = epäkeskisyyden kaava (108)



Kuva 49. Pohjapainejakauma käyttöraja-tilassa. Kuvassa a) keskiselle kuormalle ja b) epäkeskiselle kuormalle (Suomen betoniyhdistys 2014, 182)

Kuorman epäkeskisyyden laskenta kaava (Suomen betoniyhdistys 2014, 181):

$$e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \quad (108)$$

6.4.2 Taivutusraudoitus

Pilariantura tulee mitoittaa taivutukselle. Taivutusmitoituksessa määritellään anturan taivutettuun alapintaan tarvittava rauditus. Taivutusmomentti lasketaan pidemmän ja lyhyemmän sivun suunnassa kaavoilla (109) ja (110). Pilarianturan taivutusmitoitus aloitetaan määrittämällä anturan teholliset sivumitat sekä kuormitettu pinta-ala. Tämän jälkeen lasketaan pilarianturan taivutusmomentti anturan molemmille sivumitoille.

Anturan teholliset sivumitat lasketaan kaavoilla (Suomen betoniyhdistys 2014, 197–198):

$$B_{1T} = B_1 - 2e_y \quad (109)$$

jossa

B = sivumitta (m) kts. kuva 48

e_y = kuorman epäkeskisyys suunnassa y

$$B_{2T} = B_2 - 2e_z \quad (110)$$

jossa

B = sivumitta (m) kts. kuva 48

e_z = kuorman epäkeskisyys suunnassa z

Kuormitettu pinta-ala lasketaan kaavalla (Suomen betoniyhdistys 2014, 197–198):

$$A_T = B_{1T} B_{2T} \quad (111)$$

Pilarianturan taivutusmitoitus lasketaan kaavoilla (Suomen betoniyhdistys 2014, 197–198):

$$M_{Ed1} = \frac{1}{2} \sigma_{gd} a_1^2 B_2 \quad (112)$$

$$M_{Ed2} = \frac{1}{2} \sigma_{gd} a_2^2 B_1 \quad (113)$$

jossa

$$a_1 = \frac{B_1 - c_1}{2}$$

B_1 = anturan leveys (m)

c_1 = kuormitetun alan leveys (m)

$$a_2 = \frac{B_2 - c_2}{2}$$

B_2 = anturan pituus (m)

c_2 = kuormitetun alan pituus (m)

σ_{gd} = laskettu pohjapaine (kPa)

Anturassa tarvittava taivutusraudoitus lasketaan kaavalla (114). Raudoitus mitoitetaan molemmille suunnille kaavalla (114). Mitoituksessa täytyy olla tarkkana, että molemmat erisuuruiset momentit tulee huomioitua anturan eri leveyksille.

Pilarianturassa tarvittava taivutusraudoitus lasketaan kaavalla (Suomen betoniyhdistys 2014, 197–198):

$$A_{s,vaad} = \beta B d \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (114)$$

jossa

β = raudoituksen mekaaninen suhde

B = anturan leveys tai pituus (m)

d = tehollinen korkeus (m)

f_{cd} = betonin lujuusarvo (MPa)

f_{yd} = raudoituksen mitoituslujuus (Mpa)

Rakenteeseen vaikuttava suhteellinen momentti lasketaan kaavalla (Suomen betoniyhdistys 2014, 197–198):

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{B d^2 f_{cd}} \quad (115)$$

jossa

M_{ed} = mitoitusmomentti (kNm)

B = anturan leveys (m)

d = tehollinen korkeus (m)

f_{cd} = betonin mitoituslujuus (MPa)

Raudoituksen mekaaninen suhde lasketaan kaavalla (Suomen betoniyhdistys 2014, 197–198):

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \quad (116)$$

jossa

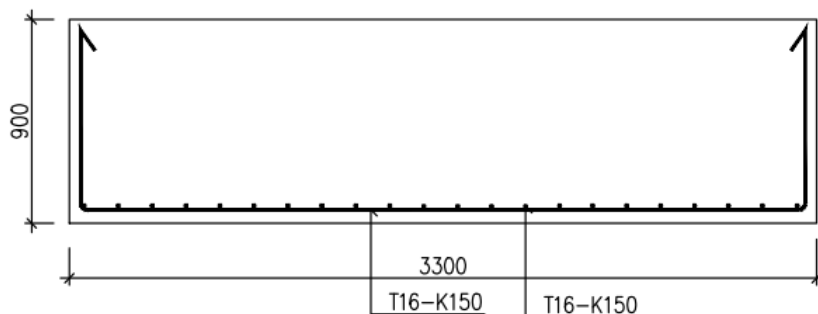
β = puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus

μ = suhteellinen mitoitusmomentti

Raudoituksen vähimmäisala lasketaan kaavalla (Suomen betoniyhdistys 2014, 198):

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} d \quad (117)$$

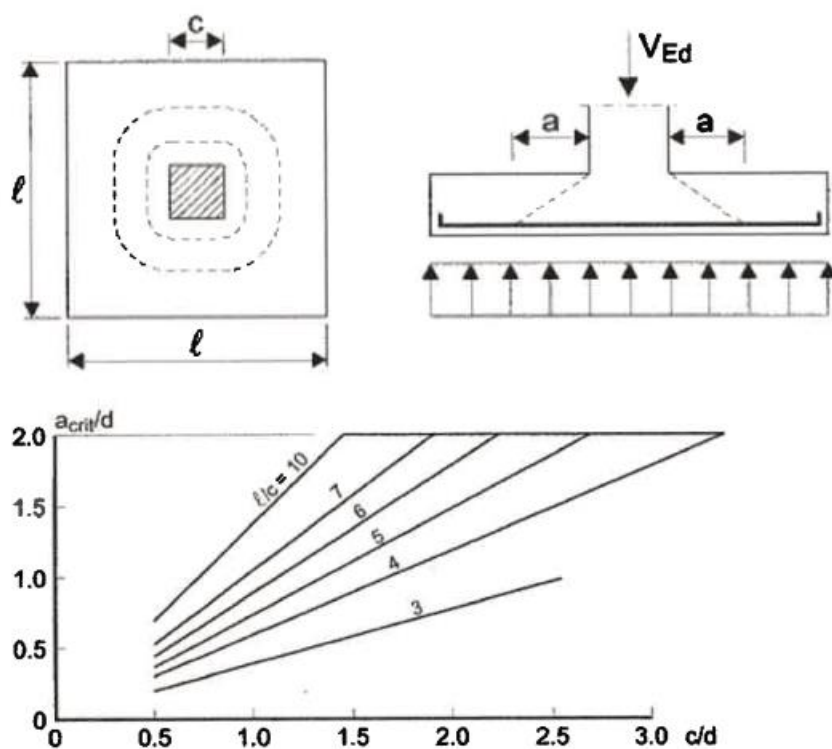
Tässä opinnäytetyössä mitoitettava antura on 2400*3300*900. Laskennassa tarvittavaksi taivutusraudoituslaksi saatiin $A_{s,vaad} = 627 \text{ mm}^2$. Tällöin minimi raudoitusala $A_{s,min} = 1232,30 \text{ mm}^2/\text{m}$ tuli määrääväksi, joten raudoitukseksi y-suuntaan valittiin 16T16 ($A_{s,tot}=3217 \text{ mm}^2$) ja z-suuntaan 22T16 ($A_{s,tot}=4423 \text{ mm}^2$). Kuvassa 50 mitoitettun anturan laskettu taivutusraudoitus.



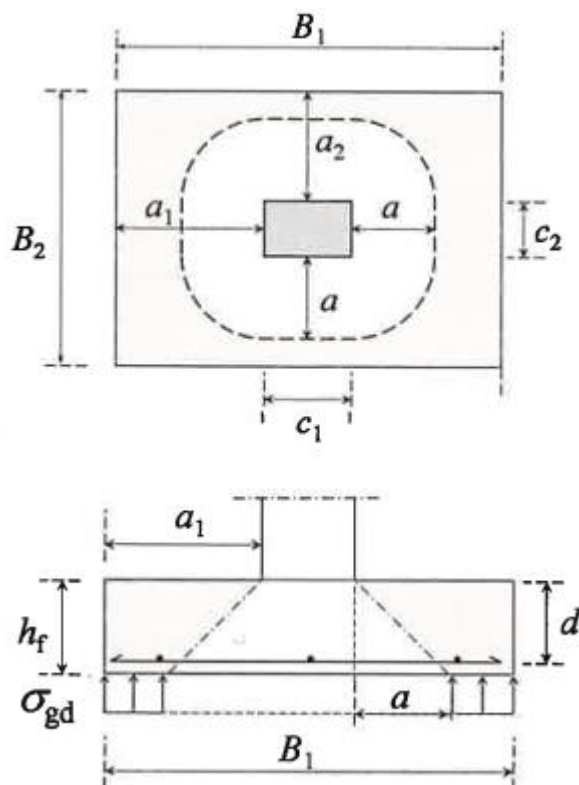
Kuva 50. Anturan taivutusraudoitus

6.4.3 Lävistysmitoitus

Pilarianturalle tulee tehdä lävistysmitoitus, joka on pääsääntöisesti anturan mitoittava tekijä. Lävistysmitoituksen mukaan määräytyy anturan paksuus. Pilarianturan lävistyskuorma syntyy pohjapaineesta. Pohjapaine puolestaan muodostuu rakenteeseen kohdistuvasta pystykuormasta sekä vaakakuorman aiheuttamasta momentista. Pohjapaineeseen vaikuttava ala riippuu lävistyskartion piiristä. Lävistyskuormaa anturaan aiheuttaa lävistyskartion ulkopuolelle jäävän pinta-alaan kohdistuva pohjapaine ja sen suuruus riippuu lävistyskartion kaltevuudesta. Lävistyskartion määrittämiseen käytetään apuna käyrästä kuvassa 51. Tässä opinnäytetyössä lävistysmitoitus on tehty standardin EN 1991-1-1 mukaisesti.



Kuva 51. Apukäyrästä kriittisen lävistyskartion määrittämiseksi keskiselle kuormalle (Suomen betoni-yhdistys 2014, 195)



Kuva 52. Pilarianturan lävistyskartio (Suomen betoni-yhdistys 2014, 195)

Lävistyskartion ulkopuolelle jäävän anturan pinta-alan lasketaan kaavalla, käyttäen kuvan 52 merkintöjä (Suomen betoniyhdistys 2014, 195):

$$A_{eff} = B_1 B_2 - (2a(c_1 + c_2) + \pi a^2 + c_1 * c_2) \quad (118)$$

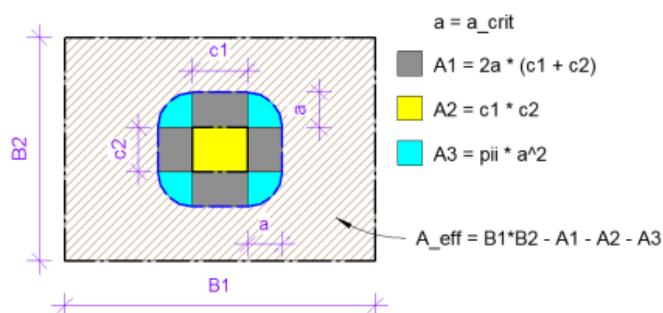
B_1 = anturan pituus (m)

B_2 = anturan leveys (m)

a = lävistyskartion mitta kts. Kuva 52 (m)

c_1 = kuormitetun alan pituus (m)

c_2 = kuormitetun alan leveys (m)



Kuva 53. Lävistyskartion ulkopuolelle jäävän anturan pinta-alan laskenta periaate

Redusoitu lävistyskuorma, jolla tarkoitetaan lävistyskartion ulkopuolelle jäävälle pinta-alalle vaikuttavaa pohjapainetta, saadaan laskettua kaavalla (Suomen betoniyhdistys 2014, 202):

$$V_{Ed,red} = V_{ed} - \Delta V_{Ed} \quad (119)$$

V_{ed} = pystykuorma

ΔV_{Ed} = lävistyskuorma

Tälle alalle syntyvä lävistyskuorma lasketaan kaavalla (Suomen betoniyhdistys 2014, 195):

$$\Delta V_{Ed} = \Delta A_{red} \sigma_{gd} \quad (120)$$

ΔA_{red} = lävistyskartion pinta-ala (m^2), jolta pohjapaine ei aiheuta lävistyskuormaa, lasketaan kaavalla:

$$\Delta A_{red} = 2a(c_1 + c_2) + \pi a^2 \quad (121)$$

σ_{gd} = pohjapaineen mitoitusarvo (kPa)

Lävistyskartion piiri lasketaan kaavalla (Suomen betoniyhdistys 2014, 195):

$$u = 2(c_1 + c_2) + 2\pi a \quad (122)$$

c_1 = kuormitetun alan pituus (m)

c_2 = kuormitetun alan leveys (m)

a = lävistyskartion mitta kts. Kuva 52 (m)

Lävistyskuormien aiheuttama jännitys lävistyskartion piirillä keskitetylle kuormalle ja epäkeskiselle kuormalle lasketaan kaavoilla (Suomen betoni yhdistys 2014, 195):

$$V_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{ud} \quad (123)$$

$$V_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{ud} \left(1 + k \frac{M_{Ed} u}{V_{Ed,red} W} \right) \quad (124)$$

$V_{Ed,red}$ = normaalivoima, joka kohdistuu rakenteeseen (kN)

u = lävistyskartion piiri (m)

d = tehollinen korkeus (mm)

k = kerroin taulukosta 33

M_{Ed} = pilarin kiinnitysmomentti (kNm)

W = kerroin, joka lasketaan kaavalla (124)

Taulukko 33. Kertoimen K arvot suorakaiteen muotoisille kuormituspinta-aloille (Suomen betoni yhdistys 2014, 69). Väliarvot voidaan interpoloida.

c_1 / c_2	$\leq 0,5$	1,0	2,0	$\geq 3,0$
K	0,45	0,60	0,70	0,80

Kertoimen W arvo lasketaan kaavasta (Suomen betoni yhdistys 2014, 202):

$$W = \frac{c_1^2}{2} + c_1 c_2 + 2c_2 a + 4a^2 + \pi a c_1 \quad (125)$$

Pilarianturan lävistyskestävyys lasketaan kaavalla (Suomen betoni yhdistys 2014, 203):

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k \left(100 \rho_L \frac{f_{ck}}{MPa} \right)^{1/3} \frac{2d}{a} MPa \quad (126)$$

jossa

$$C_{Rd,c} = \frac{0,3}{\gamma_c} \frac{\left(\frac{D}{d} + 1,5 \right)}{\left(\frac{D}{d} + 4 \right)}$$

$$D = \sqrt{c_1 c_2}$$

$$k = \min \left\{ 1 + \sqrt{\frac{200mm}{d}}, 2,0 \right\} = \text{korkeuskerroin}$$

$$\rho_L = \min \left\{ \sqrt{\rho_{L,y} \rho_{L,z}}, 0,02 \right\}$$

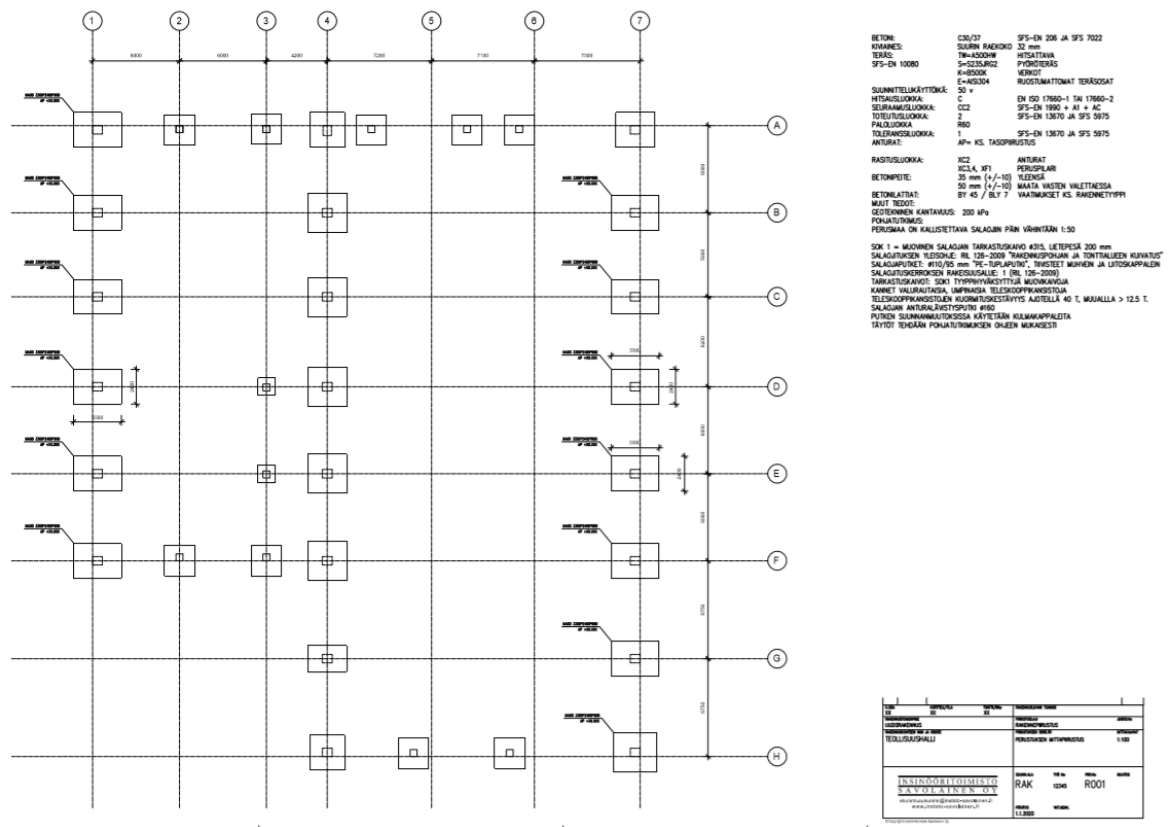
Geometrisen raudoitussuhde lasketaan y- suuntaan kaavalla 127 sekä z- suuntaan kaavalla 128 (Suomen betoniyhdistys 2013, 95):

$$\rho_{L,y} = \frac{\sum A_{sy}}{d(6d+c_1)} \quad (127)$$

$$\rho_{L,z} = \frac{\sum A_{sz}}{d(6d+c_2)} \quad (128)$$

Läivistyskestävyyden mitoitusehto tarkistetaan kaavalla (Suomen betoniyhdistys 2014, 203):

$$V_{Rd,c} \geq V_{Ed} \quad (129)$$



Kuva 54. Perustusten mittapiirustus

7 POHDINTA

Tämän opinnäytetyön tavoitteena oli perehtyä teräsbetonisen pilari-palkkirunkoisen hallin mitoittamiseen sekä syventää opittua tietoa betonirakenteista. Tarkoituksena oli myös perehtyä suunnittelutoimistossa käytössä oleviin ohjelmistoihin. Opinnäytetyössä on käsitelty perusteellisesti kuormien laskenta sekä rakenneosien mitoittaminen. Tässä opinnäytetyössä perehdyttiin murtorajatilamitoitukseen, joten käyttörajatilatarkastelut jäivät vähemmälle huomiolle. Betonirakenteita mitoitettaessa on kuitenkin oleellista, että taipumat ja halkeamaleveydet tarkastellaan, jotta voidaan varmistua rakenteen toimivuudesta ja säilyvyydestä.

Opinnäytetyössä tuotettiin alustava rakennemalli sekä laskentapohjat kuormille, kuormitusyhdistelmille sekä opinnäytetyössä käsitellyille keskeisille rakenneosille. Työn lopputuloksena syntyi kantavien rakenneosien rakennelaskelmat sekä mittapiirustukset. Työn haasteena oli uusien ohjelmistojen itsenäinen opiskelu sekä tarvittavien tietojen etsiminen. Betonirakenteista on tietoa useissa erilähteissä, mutta tarpeellisen tiedon sekä sen soveltaminen työhön tuntui ajoittain haastavalta. Lisäksi työssä tehdyt mitoituslaskelmat on haastava saada selkeäksi ja yksinkertaiseksi, jotta niiden käyttö voitaisiin mahdollistaa suunnittelutoimistossa usealle eri suunnittelijalle. Tässä opinnäytetyössä tehdyt mitoituspohjat pyritään jatkossa kehittämään niin, että niiden käyttö olisi helppoa myös muille.

Tässä opinnäytetyössä mitoitettujen rakenneosien jälkeen rakenteiden suunnittelu etenee yksityiskohtien sekä detaljien suunnitteluun. Teräsbetonisten hallien suunnittelu on vaativaa ja ammattitaitoa vaativaa rakennesuunnittelua. Hallin suunnittelu vaatii usean asian huomioon ottamista sekä yhteen sovittamista. Betonirakenteiden mitoituksessa tulee huomioida betonin ominaisuuksia, kuten halkeilu, jonka vuoksi laskentaan on monivaiheista. Kaiken kaikkiaan tämä opinnäytetyö lisäsi tietotaitoani betonirakenteista ja uskon tämän luovan hyvän pohjan työhöni suunnittelijana.

LÄHDELUETTELO

BETONIRAKENTEIDEN SUUNNITTELUOHJE: RIL 202-2011. 2011. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien liitto RIL ry

EUROKOODI 1: RAKENTEIDEN KUORMAT. Osa 1–3: Yleiset kuormat. Lumikuormat.

SFS-EN 1991-1-3, [viitattu 2020-1-2].

Helsinki: Suomen Standardoimisliitto SFS. Saatavissa: <https://www.eurocodes.fi/kuormat/en1991-1-3-eurocode-1-rakenteiden-kuormat/>

EUROKOODI 1: RAKENTEIDEN KUORMAT. Osa 1–4: Yleiset kuormat. Tuulikuormat.

SFS-EN 1991-1-4,2011 [viitattu 2020-1-2].

Helsinki: Suomen Standardoimisliitto SFS. Saatavissa: <https://www.eurocodes.fi/kuormat/en1991-1-4-eurokoodi-1-rakenteiden-kuormat/>

EUROKOODI 1: RAKENTEIDEN KUORMAT. Osa 1–7: Yleiset kuormat. Onnettomuuskuormat SFS-EN 1991-1-7, 2014 [viitattu 2020-1-6].

Helsinki: Suomen Standardoimisliitto SFS. Saatavissa: <https://www.eurocodes.fi/kuormat/en1991-1-7-eurokoodi-1-rakenteiden-kuormat/>

EUROKOODI 1: RAKENTEIDEN KUORMAT. Osa 3: Nostureista ja muista koneista aiheutuvat kuormat

SFS-EN 1991-3,2007 [viitattu 2020-1-6].

Helsinki: Suomen Standardoimisliitto SFS. Saatavissa: <https://www.eurocodes.fi/kuormat/>

EUROKOODI 2: BETONIRAKENTEIDEN SUUNNITTELU. Osa 1–1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt.

SFS-EN 1992-1-1, [viitattu 2019-12-29]

Helsinki: Suomen Standardoimisliitto SFS. Saatavissa: <https://www.eurocodes.fi/betonirakenteet/en1992-1-1-eurokoodi-2-betonirakenteiden-suunnittelu/>

Elementtisuunnittelu a. Teollinen valmisosarakentaminen [Verkkoaineisto] [Viitattu 2020-01-10] Saatavissa:

<https://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/valmisosarakentaminen>

Elementtisuunnittelu b. Teollisuus- ja varastorakennukset [verkkoaineisto][viitattu 2019-12-27] Saatavissa:

<https://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/rakennejarjestelmat/teollisuus-ja-varastorakennukset>

Elementtisuunnittelu c. Ontelolaatat [verkkoaineisto]. [viitattu 2019-12-15] Saatavissa:

<https://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/runkorakenteet/laatat/ontelolaatat>

Elementtisuunnittelu d. Normit ja standardit [verkkoaineisto]. [viitattu 2019-12-15] Saatavissa:

<https://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/suunnitteluprosessi/normit-ja-standardit>

Elementtisuunnittelu e. Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan Osa 8: Taipuma. [verkkoaineisto]. [viitattu 2019-12-29] Saatavissa: https://www.elementtisuunnittelu.fi/Download/23188/Leaflet_8_Taipuma.pdf

Elementtisuunnittelu f. TT-laatat [verkkoaineisto]. [viitattu 2019-12-29] Saatavissa: <https://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/runkorakenteet/laatat/tt-laatat>

Elementtisuunnittelu g. TT-laatat [verkkoaineisto]. [viitattu 2019-12-29] Saatavissa: <https://www.elementtisuunnittelu.fi/Download/21878/TT-laatat%20mitoituskayrat.pdf>

Elementtisuunnittelu h. Jäykistysjärjestelmä [verkkoaineisto]. [viitattu 2020-01-21] Saatavissa: <https://www.elementtisuunnittelu.fi/Download/22083/J%c3%a4ykistysj%c3%a4rjestelm%c3%a4t.pdf>

Elementtisuunnittelu i. Pilarit [verkkoaineisto]. [viitattu 2020-01-21] Saatavissa: https://www.elementtisuunnittelu.fi/Download/23185/Leaflet_5_Pilarit.pdf

RAKENNESUUNNITTELUN ASIAKIRJAOHJE.TEKSTIOSA: RIL 229-1-2013. 2013. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry

RAKENTEIDEN LUJUUS JA VAKAUS. Suomen Rakentamismääräyskokoelma. Betonirakenteet, Ohjeet 2019. Helsinki: Ympäristöministeriö. [Viitattu 2019-12-27] Saatavissa: <https://www.ym.fi/download/no-name/%7B281486B7-FA18-4532-82C4-767392EE368F%7D/153760>

SFS. Eurokoodit [verkkoaineisto]. [viitattu 2019-12-15] Saatavissa <https://www.sfs.fi/aihealueet/eurokoodit>

SUUNNITTELUPERUSTEET JA RAKENTEIDEN KUORMAT: RIL 201-1-2017. 2019. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien liitto RIL ry

SUUNNITTELUPERUSTEET JA RAKENTEIDEN KUORMAT: RIL 201-2-2017. 2017. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien liitto RIL ry

SUOMEN BETONIYHDISTYS. 2006. By210 Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2005. Helsinki: Suomen Betonitieto Oy.

SUOMEN BETONIYHDISTYS. 2011. Betoninormit 2012 by 50. Helsinki: Suomen Rakennusmedia Oy

SUOMEN BETONIYHDISTYS. 2013. By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 - osa 1. Helsinki: Suomen Betonitieto Oy.

SUOMEN BETONIYHDISTYS. 2014. By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2014 - osa 2. Helsinki: Suomen Betonitieto Oy.

YM. Suomen rakentamismääräyskokoelma [verkkoaineisto]. [Viitattu 2019-12-15] Saatavissa: https://www.ym.fi/fi-FI/Maankaytto_ja_rakentaminen/Lainsaadanto_ja_ohjeet/Rakentamismaarayskokoelma

YMPÄRISTÖMINISTERIÖN ASETUS KANTAVISTA RAKENTEISTA 2014/477, 2 § [verkkoaineisto].

Saatavissa: <https://www.finlex.fi/fi/laki/alkup/2014/20140477>

YMPÄRISTÖMINISTERIÖN ASETUS LUMIKUORMIA KOSKEVISTA KANSALLISISTA VALINNOISTA SOVELLETTAESSA STANDARDIA SFS-EN 1991-1-3, 2§ [verkkoaineisto].

Saatavissa: <https://www.finlex.fi/fi/viranomaiset/normi/700001/42811>

YMPÄRISTÖMINISTERIÖN ASETUS POHJARAKENTEISTA 2014/465 [verkkoaineisto].

Saatavissa: <https://www.finlex.fi/fi/laki/alkup/2014/20140465#Pidp446864384>

LIITE 1: SUUNNITTELUN JA TOTEUTUKSEN PERUSTEET- ASIAKIRJA

Rakenteiden suunnittelun ja toteutuksen perusteet RIL

<i>Tilaaja</i>	XXXX
<i>Kohde</i>	Teollisuushalli
<i>Rakennuspaikka</i>	XXXX
<i>Pääasiallinen käyttötarkoitus</i>	Testaushalli. Hallin sisällä taukotila (22m ²) sekä sosiaalityilat (25,5m ²).
<i>Pinta-ala</i>	Kerrosala 1470m ²
<i>Kerrosluvu</i>	Rakennus on yksikerroksinen
<i>Kokonaiskorkeus</i>	12 m maanpinnasta
<i>Energiatallisuus</i>	-
<i>Ilmanvuotoluuku</i>	-

Rakenteet

<i>Pääasiallinen rakennusmateriaali</i>	Betoni
<i>Pääasiallinen rakennustapa</i>	Elementti
<i>Palonkestovaatimus (SFS EN 1991-1-2)</i>	P2, EI30, palovaarallisuusluokka 1,
<i>Seuraamusluokka (SFS-EN 1990 + NA)</i>	CC2
<i>Suunnittelukäyttöikä</i>	50 v, perustukset ja kantavarunko 50 v, julkisivut ja täydentävät rakenteet
<i>Rakennesuunnittelun vaativuus</i>	V, kantavat rakenteet, betoni V, kantavat rakenteet, teräs V, julkisivuelementit ja täydentävät rakenteet
<i>Vastaava rakennesuunnittelija</i>	
<i>Suunnitelmien tarkastussuunnitelma (laadunvarmistus)</i>	Tarkastussuunnitelmanlaatija: NN (pätevyys xxx) (laadunvarmistus) Tarkastajat: - perustukset: NN - betonirakenteet: MM (pätevyys xx) ja TT (pätevyys xx) - Teräsrakenteet: YY (pätevyys xx) ja TT (pätevyys xx)
<i>Betoniteräksen osavarmuuslukujen pienentämismahdollisuuden käyttö (SF-EN 1992-1-, kohta A.2.1 + NA)</i>	-
<i>Oletettuun palonkehitykseen perustuva palonmitoitus E1 kohtien 1.3.2 tai 6.3.1 perusteella</i>	-
<i>Henkilöt</i>	-

2. Rakennejärjestelmän kuvaus

<i>Maaperä</i>	2–5 m syvyydelle silttistä hiekkaa (siHk), jonka tiiveys vaihtelee kairauksen perusteella hyvin löyhästä keskitiiviiseen. Alapuolella on tiiviysasteeltaan keskitiiviistä tiiviiseen vaihteleva silttinen hiekkamoreeni kerrostuma (siHkMr). Kairaukset päättyvät syvimmillään 17 metriin tiiviiseen maakerrokseen, kiviin tai kallion pintaan.
<i>Geotekninen luokka (SFS-EN 1997 + NA)</i>	GL2
<i>Perustamistapa</i>	Maanvaraisesti massanvaihto-/täyttökerroksen varaan yhtenäiselle raudoitettulle perusmuurianturalle tai pilarianturoille
<i>Pilarit</i>	Teräsbetoni pilarit, elementti
<i>Seinät</i>	Betonielementti seiniä sekä pelti-villa-pelti elementti seiniä.
<i>Vaakarakenteet</i>	Ontelolaatta välipohja, yläpohja TT-laatta
<i>Tekninen tila katolla</i>	IV-konehuone kontti
<i>Jäykistävät rakenteet</i>	Rakennus jäykistettään mastopilareilla
<i>Liikuntasaumat</i>	-
<i>Julkisivut</i>	Julkisivut ei kantavia pelti-villa-pelti elementti rakenteisia.
<i>Väliseinät</i>	Väliseinät hallitiloissa Paroc- pelti-villa-pelti elementtejä
<i>Vesikatto</i>	TT-laatta, jonka päällä on lämmöneriste sekä katemateriaalina huopa.
<i>Väestönsuoja</i>	-

3. Suunnittelu- ja toteutusjärjestelmä

Kantavat rakenteet suunnitellaan Suomen rakentamismääräyskokoelman sekä eurokoodien SFS-EN 1990, SFS-EN 1991, SFS-EN 1992 ja SFS-EN 1993 sekä näiden standardien Suomen kansallisten liitteiden mukaan (asetukset + ohjeet).

Jatkuvan sortuman estäminen toteutetaan SFS-EN 1991-1-7, kansallisen liitteen (asetus + ohjeet) sekä RIL 201-4-2016 mukaisesti.

Täydentävät rakenteet suunnitellaan rakenteeseen soveltuvien eurokoodien ja tuotestandardien ja muiden hyväksyntäasiakirjojen mukaan.

Vastaava rakennesuunnittelija osallistuu YM:n kantavia rakenteita koskevan asetuksen 9 §:n mukaisentoteutuksen laatusuunnitelman sisällön laadinnanohjaustyöhöntarkastamalla asennusta ja valmistusta koskevat kohdat.

Muut kohteessa sovellettavat määräykset ja ohjeet: katso luvut 4–8.4.Laskentamenetelmät

4. Laskentamenetelmät

4.1 Stabiilitetti

Rakennuksen stabiilitettiin ja jäykistävien rakenneosien rasiutusten laskennassa on käytetty FEM –ohjelmistoa (Robot 2019). FEM –mallit on laadittu liikuntasaumojen rajaamien lohkojen mukaisesti.

4.2 Vaurionsietokyky onnettomuustilanteessa

Jatkuvan sortuman estämiseksi noudatetaan menettelyä, jossa jokainen rungon väli- ja yläpohja varustetaan sen ympäri kiertävillä rengassiteillä ja toisiaan vastaan kohtisuorilla sisäpuolisilla siteillä. Lisäksi jokainen pilari ja seinä varustetaan jatkuvalla sidonnalla perustuksista yläpohjan tasalle.

4.3 Rakenneosien mitoitus

Runkorakenteiden rasitukset on otettu FEM –laskennan tuloksista ja varmennettu karkealla käsilaskennalla.

Laskelmissa esitetään myös rakennusosan yksilöintitiedot ja laskennassa käytetyt kuormat /kuormayhdistelmät.

4.4 Rakennefysikaaliset laskelmat

5. Kuormitukset

SFS-EN 1991-1 + NA, ohjeet RIL 201

5.1 Rakennuspohjan kestävyys

Maapohjan kantavuus 200 kN/m²

5.2 Pysyvät ja muuttuvat tasokuormat

SFS-EN 1991-1-1 + NA

Tasojen pysyvät kuormat pääosin:

- Paikallavalulaatta 300 mm $g_{Ek} = 7.5 \text{ kN/m}^2$
- Pintabetoni 100 mm, 1. kerros $g_{1,Ek} = 2.5 \text{ kN/m}^2$
- Pintabetoni 50 mm, 2-5. kerros $sg_{1,Ek} = 1,3 \text{ kN/m}^2$
- Vesikaton pintarakenteet $g_{1,Ek} = 3,6 \text{ kN/m}^2$

Tasojen, parvekkeiden ja portaidenhyötykuormat:

- toimistotilat $q_{Ek} = 3,0 \text{ kN/m}^2$, kuormaluokka B
- kokoontumistilat $q_{Ek} = 5,0 \text{ kN/m}^2$, kuormaluokka C3
- liiketilat $q_{Ek} = 4,0 \text{ kN/m}^2$, kuormaluokka D1
- varastotilat $q_{Ek} = 7,5 \text{ kN/m}^2$, kuormaluokka E1
- IV konehuone $q_{Ek} = 5,0 \text{ kN/m}^2$

Liikennöintialueiden hyötykuormien kuormaluokat SFS-EN 1991-1-1 NA mukaisesti:

- Liikennekuorma $q_{Ek} = 5,0 \text{ kN/m}^2$, $Q = 90 \text{ kN}$, kuormaluokka G.

5.3 Tuulikuormat

SFS-EN 1991-1-4 + NA ja RIL 201

<i>Maastoluokka</i>	III
<i>Tuulenpaine</i>	$q_p(z) = 0,47 \text{ kN/m}^2$
<i>Rakennekerroin</i>	$c_s \cdot c_d = 1,0$
<i>Voimakerroin</i>	$c_f = 1,4$ rakennuksen poikkisuuntaan (RIL 201-1-2016, kuva 5.2S)
	$c_f = 1,1$ rakennuksen pituussuuntaan (RIL 201-1-2016, kuva 5.2S)

5.4 Lumikuormat

SFS-EN 1991-1-3 + NA

<i>Maanpinnan lumikuorman ominaisarvo</i>	$s_{Ek} = 2,60 \text{ kN/m}^2$
<i>Tuulensuojaisuuskerroin</i>	$C_e = 1,0$
<i>Lämpökerroin</i>	$C_t = 1,0$

5.5 Erikoiskuormat

5.6 Törmäys- ja onnettomuuskuormat katuliikenteestä

SFS-EN 1991-1-7 + NA

5.7 Junan aiheuttamat onnettomuuskuormat

6. Materiaaliominaisuudet

6.1 Betonirakenteet

RIL 202, Betonirakenteiden suunnitteluohje

Toteutusluokka (SFS-EN 13670)

Toleranssiluokka (SFS-EN 13670)

Elementtirakenteiden toleranssit noudattaen Betonteollisuus ry:n julkaisua
Betonielementtien toleranssit 2011

Betonirakenteiden rasitusluokat (SFS-EN 206-1):

- | | |
|--------------------------------|---------------|
| - anturat | XC2, XS1 |
| - kellarikerroksen lattia | XC3, XD1 |
| - ajorampit | XC4, XD3, XF4 |
| - kellarin pilarit ja seinät | XC3 |
| - betonirakenteet sisätiloissa | XC1 |

Rauditus

- hitsattava harjatanko T = B500B SFS 1300
- verkot K = B500A SFS 1300
- ruostumaton harjatanko E = B600KX SFS 1259

6.2 Jänneteräksset ja ankkurit

Kohteessa käytetään tartunnattomia punoksia:

- lujuusluokka $f_{p0.2k}/f_{puk}=1640/1860$ N/mm²
- valmistus keskuslanka ja 6 ulkopuolista lankaa
- halkaisija 15,7 mm
- pinta-ala $A_p=150$ mm²

Kohteessa käytetään CE-merkittyjä ja ETA-hyväksynnän saaneita ankkureita.

6.3 Teräsrakenteet

TRY, Teräsrakenteiden suunnittelu ja mitoitus

Toteutusluokka (SFS-EN 1090-2) EXC2

Toleranssiluokka (SFS-EN 1090-2) 1

Teräsrakenteiden rasitusluokat (SFS-EN ISO 12944-2):

- sisätiloissa C1
- ulkotiloissa C3

Teräslaadut (SFS-EN 10025):

- putkiprofiilit S355J2H
- kuumavalssatut profiilit S355J2G4
- kylmämuovatut profiilit S235J2G3
- levyt ja hitsatut profiilit S355J2G3

Hitsausluokka (SFS-EN ISO 5817) C, ellei piirustuksissa toisin mainita

Pintakäsittely (SFS-EN ISO 1461)

6.4 Puurakenteet

RIL 205, Puurakenteiden suunnitteluohje

Toteutusluokka (SFS 5978) TL2

Toleranssiluokka (SFS 5978) 2

Käyttöluokka (RIL 205) I

Liimat (EN 301) liimatyyppit

I ja II

7. Rakennusfysiikka

7.1 Olosuhteet

Rakennushankkeen kosteusriskiluokka
(RIL 250-2011)

R= 2

Rakennuspaikan olosuhteet

Maaperä on savea ja silttiä. Rakennuksen eteläosassa kallio on lähellä kaivuutasoa. Pohjaveden pinta vaihtelee tasojen +1.000...+2.00 välillä. Maaperässä on haitallinen määrä PAH –yhdisteitä, mikä edellyttää massanvaihtoa.

Rakennuksen sisäpuoliset olosuhteet

Rakennus kuuluu kosteusluokkaan 2 (RIL 107-2012, taulukko 2.1)

7.2 Vedeneristykset

Ohjeet RIL 107

Rakennuksen yläpohja toteutetaan katon periaatteella. Vedeneristeenä käytetään katossa ja seinissä CE-merkittyjä kumibitumikermejä. Läpiviennit tulee pystyä tiivistämään luotettavasti laipoituksin.

7.3 Kosteuden hallinta

Ohjeet RIL 107

Kellarin kantavien seinien ja pilareiden ja alapohjalaatan /perustusten väliin tulee kapillaarikatko. Pilareiden ja seinien alapäiden sivut käsitellään kapillaarinousun estävällä pinnoitteella valmiin lattiapinnan korkeudelle asti. Vierekkäisten ja päällekkäisten keveiden julkisivuelementtien höyrynsulkumuovikalvot yhdistetään yhtenäiseksi tiiviiksi kalvoksi.

Julkisivuelementit on suunniteltava tuulen aiheuttaman vedenpaineen sietäviksi.

7.4 Vedenpoiston hallinta

Ohjeet RIL 107

Rakennuspohja salaojitetaan. Naapurikiinteistöt huomioidaan salaojituksessa, kuten perusvesiselvityksessä on esitetty.

Katon vedenpoisto suunnitellaan johdettavaksi pinta- eli kulutuskerrosta myöten pois. Vettä ei päästetä vedeneristykseen asti, vaan pintarakenteet ja kaivojen sijainti suunnitellaan siten, että pääosa pinnan päälle tulevasta vedestä johdetaan suoraan sadevesijärjestelmään.

7.5 Lämmöneristävyys

Ohjeet RIL 225

Kohteessa noudatetaan Suomen rakentamismääräyskokoelman kohtia C3 ja C4 Lämmöneristys.

- Yläpohja 0,09 W/m2K

- Ulkoseinät 0,17 W/m²K
- Alapohja 0,16 W/m²K
- Ikkunat ja ovet 1,0 W/m²K

Lämmöneristeinä käytetään CE-merkittyjä tuotteita.

7.6 Äänitekniset vaatimukset

RakMK C1, ohjeet RIL 129 + RIL 243

7.8 Dynaamiset vaatimukset

Tärinä

Amplitudit

Kiihtyvyydet

8. Muut perusteet ja vaatimukset

9. Määräykset ja ohjeet

9.1 Suunnittelustandardit

Mitoitusstandardit ja kansalliset liitteet:

SFS-EN 1990 Eurokoodi 0 + NA: Rakenteiden suunnitteluperusteet

SFS-EN 1991-1 Eurokoodi 1 + NA: Rakenteiden kuormat, osat 1 –7

SFS-EN 1992-1: Eurokoodi 2 + NA: Betonirakenteiden suunnittelu, osat 1 –2

SFS-EN 1993-1: Eurokoodi 3 + NA: Teräsrakenteiden suunnittelu, osat 1 –11

SFS-EN 1994-1-1: Eurokoodi 4 + NA: Betoni-teräs liittorakenteiden suunnittelu, osat 1 –2

SFS-EN 1995-1-1: Eurokoodi 5 + NA: Puurakenteiden suunnittelu., osat 1 –2

SFS-EN 1996-1-1: Eurokoodi 6 + NA: Muurattujen rakenteiden suunnittelu, osat 1 –2

SFS-EN 1997-1: Eurokoodi 7 + NA: Geotekninen suunnittelu. Osa 1: Yleiset säännöt

8.2 Toteutus- ja tuotestandardit

Mikäli suunnittelulle tuotteelle on olemassa NAS, tuodaan tämä selkeästi esiin suunnitelmissa, jotta hankintatoimi ei epähuomiossa hanki Suomeen soveltumattomia tuotteita.

Betonirakenteet

SFS-EN 13670 Betonirakenteiden toteutus

SFS-EN 5975 Standardin SFS-EN 13670 käyttö Suomessa

SFS-EN 206-1 + A1 + A2 Betoni. Osa 1: Määrittely, ominaisuudet, valmistus ja vaatimustenmukaisuus

SFS 7022 Betoni. Standardin SFS-EN 206-1 käyttö Suomessa

SFS 7014 Betonisille ulkokuorielementeille asetetut vaatimukset

SFS-EN 1168 Ontelolaatat

SFS 7016 Ontelolaatoilta eri käyttökohteissa vaadittavat ominaisuudet ja niille asetetut vaatimustasot

SFS 7026 Betonivalmisosilta eri käyttökohteissa vaadittavat ominaisuudet ja niille asetetut vaatimustasot

SFS-EN 13369 Betonivalmisosien yleiset säännöt

SFS-EN 13224 Betonivalmisosat. Ripalaattaelementit

SFS-EN 13225 Betonivalmisosat. Pilari- ja palkkielementit

SFS-EN 14992 Betonivalmisosat. Seinäelementit

Teräsrakenteet

SFS-EN 10025 Kuumavalssatut rakenneteräokset, osat 1 –6 SFS-EN ISO 5817 Hitsaus.

Teräksen, nikkelin, titaanin ja niiden seostensulahitsaus (paitsi sädehitsaus). Hitsiluokat.

SFS-EN 1090 Teräs- ja alumiinirakenteiden toteutus. Osat 1-3.

SFS-EN ISO 12944 Maalit ja lakat. Teräsrakenteiden korroosionesto suojamaaliyhdistelmillä. Osat 1-8. SFS-EN ISO 1461 Valurauta- ja teräskappaleiden kuumasinkkipinnoitteet. Spesifikaatiot ja testausmenetelmät

SFS-EN 10210 Kuumamuovatut seostamattomista teräksistä ja hienoraeteräksistä valmistetut rakenneputket. Osat 1-2. SFS-EN 10219-1 Kylmämuovatut hitsatut

seostamattomista teräksistä ja hienoraeteräksistä valmistetut rakenneputket. Osat 1-2.

SFS-EN 10164 Terästuotteet parannetuin paksuussuuntaisin murtokuroumaominaisuuksin.

Tekniset toimitusehdot

Puurakenteet

SFS 5978 Puurakenteiden toteutus

SFS-EN 14081-1 Puurakenteet. Lujuuslajiteltu poikkileikkaukseltaan suorakaiteen muotoinen rakennuspuutavara. Osa 1: Yleiset vaatimukset

SFS-EN 14080 Puurakenteet. Liimapuu. Vaatimukset

SFS-EN 390 Liimapuu. Dimensiot. Sallitut mittapoikkeamat

SFS-EN 14250 Puurakenteet. Tuotevaatimukset naulalevyliitoksiin kootuille tehdasvalmisteisille rakenteellisille elementeille

SFS 7002 Puulevyiltä eri käyttökohteissa vaadittavat ominaisuudet ja niille asetetut vaatimustasot

LIITE 2: TT-LAATTOJEN SITEIDEN MITOITTAMINEN

Jatkuvan sortuman ehkäisemiseksi käytetään TT-laatan sidonta

Rakennuksen seuraamusluokka CC2a tai CC2b

Sidevoima jos $g_k \geq 3,0 \text{ kN/m}^2$

$T_i = s \cdot 20 \text{ kN/m}$

$T_i \geq 70 \text{ kN}, \text{max } 150 \text{ kN}$

		mitoitettava voima	
$T_{i,1}$	59,8	70	kN
$T_{i,2}$	29,9	70	kN
$T_{i,3}$	386,2	150	kN
$T_{i,4}$	160,6	150	kN

Sidevoima jos $g_k \leq 2,0 \text{ kN/m}^2$

$T_i = s \cdot 3 \text{ kN/m}$

$T_i \geq 10 \text{ kN}, \text{max } 150 \text{ kN}$

		mitoitettava voima	
$T_{i,1}$	8,97	10	kN
$T_{i,2}$	4,485	10	kN
$T_{i,3}$	57,93	58	kN
$T_{i,4}$	24,09	24	kN

Levykapasiteetit (peikko.fi)

tarvittava kpl määrä

	N_{Rd}	$T_{i,1}$	$T_{i,2}$	$T_{i,3}$	$T_{i,4}$
TR36	9,1	8	8	16	16
TR37	18,8	4	4	8	8
TR38	13,3	5	5	11	11
TR39	20,3	3	3	7	7

T_1 elementtien pituussuuntaiset saumat

T_2 elementtien pituussauma reunalla

T_3 elementtien päätysaumat

T_4 elementtien päätysauma reunalla

s = sisäpuolisilla siteillä siteiden väli keskeltä keskelle.
Rengassiteillä rengassiteen ja lähimmän sisäpuolisen siteen väli jaettuna kahdella lisättyä etäisyydellä rakenteen reunaaan

$T_1 : s_1 = \frac{L_1 + L_2}{2}$		
elemenin pituussuuntaiset saumat	s_1	2,99
$T_2 : s_2 = L_3 + \frac{L_2}{2}$		
raunalla, elementin sivulla	s_2	1,495
$T_3 : s_3 = \frac{L_4 + L_5}{2}$		
elemen päät / elementin jatkokoset	s_3	19,31
$T_4 : s_4 = L_6 + \frac{L_5}{2}$		
elementin reuna/päät	s_4	8,03

L_1	2,99 m
L_2	2,99 m
L_3	0 m
L_4	22,76 m
L_5	15,86 m
L_6	0,1 m

Rengas ja sisäpuoliset siteet
Seuraamusluokat 1, 2a ja 2b

$$T_1 = \begin{cases} \geq kV_k \\ \geq 20 \frac{kN}{m} \cdot s_1 \\ \geq 70 \text{ kN} \\ \leq 150 \text{ kN} \end{cases}$$

seuraamusluokka 3a

$$T_1 = \begin{cases} \geq kV_k \\ \geq 20 \frac{kN}{m} \cdot s_1 \\ \geq F_t s_1 \frac{(g_k + \Sigma \psi_i q_k) \cdot \max(L_4, L_5)}{37,5 \text{ kN/m}} \end{cases}$$

Seuraamusluokat 1, 2a ja 2b

$$T_{2,A} = \begin{cases} \geq 20 \frac{kN}{m} \cdot s_1 \cdot a \\ \geq 70 \text{ kN} \\ \leq 150 \text{ kN} \end{cases}$$

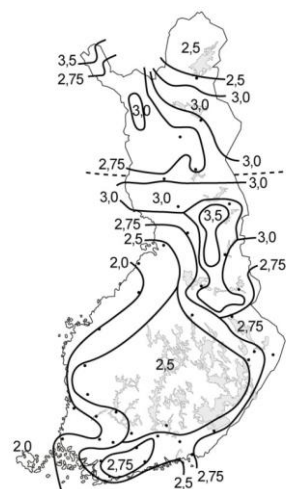
seuraamusluokka 3a

$$T_2, T_4 = \begin{cases} \geq F_t (s + a) \frac{(g_k + \Sigma \psi_i q_k) \cdot z}{37,5 \text{ kN/m}} \\ \geq F_t (s + a) \\ \geq 70 \text{ kN} \end{cases}$$

saumarauidoituksen sidevoima seuraamusluokissa 1,2,a ja 2b

$$T_3 = \begin{cases} \geq 70 \text{ kN}, 3,5\text{m leveällä alueella} \\ \geq 20 \frac{kN}{m} \cdot s_3 \\ \leq 150 \text{ kN} \end{cases}$$

LIITE 3: KUORMIEN LASKENTA



S_k
3,5
3
2,75
2,6
2,5
2



KUVA 3. Lumen ominaisarvot maanpinnalla, yksikkö kN/m^2 [Ympäristöministeriön asetus 6/16,2§]

Mikäli kuitenkin katon lyhyempi sivumitta on vähintään 50 metriä, tulee taulukon arvot kertoa taulukon X mukaisilla korotuskertoimilla

Maastotyyppi	C_e
Tuulinen	0,8
Normaali	1
Suojainen	1,2

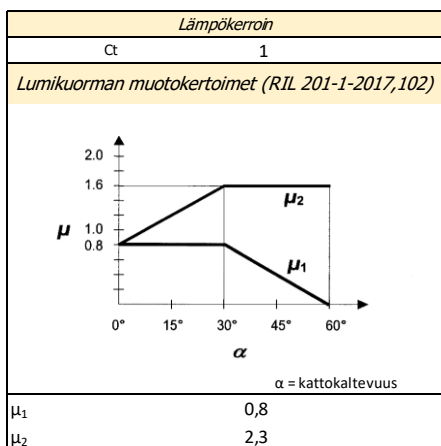
TAULUKKO X. Korotuskertoimet katon tuulensuojaisuuskertoimille [RIL 201-1-2017:2019,101]

Lyhyt sivu (m)	Pitkän sivun suhde lyhyeen sivuun	
	1	2
50	1	1,1
75	1,1	1,2
100	1,2	1,25

Tuulinen: esteetön, joka puolelle avoin alue, jossa rakennuskohteet tai puut suojaavat vain vähän tai ei ollenkaan

Normaali: alue, jossa vaikuttava tuuli ei poista huomattavasti lunta ympäröivien rakennuskohteiden tai puiden vuoksi

Suojainen: alue, jossa rakennuskohteet on muiden korkeampien rakennuskohteiden tai puiden ympäröimänä tai rakennuskohteet on huomattavasti matalammalla ympäröivää maastoa.



Lumikuorma	
$S = \mu_i C_e C_t S_k$	
S	2,08 kN/m^2
S_2	6,00 kN/m^2
kinostuva lumikuorma	
<p>S = lumikuorma katolla</p> <p>μ_i = lumikuorman muotokerroin</p> <p>C_e = tuulensuojaisuuskertoin</p> <p>C_t = lämpökerroin, jonka arvo normaalisti 1,0</p> <p>S_k = maassa olevan lumen ominaisarvo [kN/m^2] (kts. Kuva 3)</p>	

1.2.1 Esteisiin ja ulkonemiin Kinostuva lumikuorma

$$\mu_2 = \frac{\gamma \cdot h}{S_k}$$

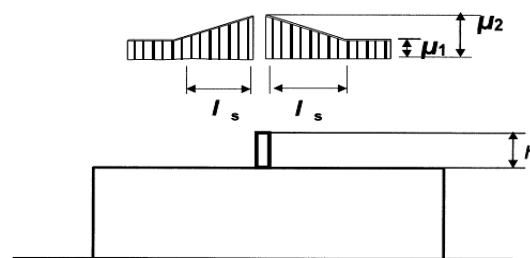
Ehtona: $0,8 \leq \mu_2 \leq 2$

h = esteen korkeus

γ = lumen tilavuuspaino 2 kN/m^3

S_k = lumen ominaiskuorma maassa (kN/m^2)

h	3 m
γ	2 kN/m^3
S_k	2,6 kN/m^2
μ_2	2,3 kN/m^2

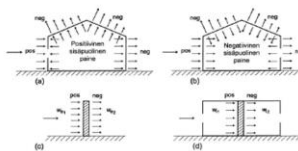


1.4.2 Pintojen osapaine menetelmä (yksittäiset rakenneosat)

Lähtötiedot		
$q_p(Z_e)$	0,47 kN/m ²	(määrityshetkellä 1.4.1 Voimakerroinnimetelmä)
C_{sc}, C_{se}	1	(määrityshetkellä 1.4.1 Voimakerroinnimetelmä)
kuormituksen leveys	6,75 m	
kuormitus korkeus	9,2 m	
A_{ref}	62,1 m ²	

Ulkopintoihin vaikuttava tuulen paine w_1 [RIL 201-1:2017-2019,139]	Sisäpintoihin vaikuttava tuulen paine w_i [RIL 201-1:2017-2019]
$w_1 = q_p(Z_e) \cdot C_{pe}$ w_{1u} = korkeudella (Z_e), vaikuttava ulkopuolinen paine [kN/m ²] $q_p(Z_e)$ = puuskaaropeusaine C_{pe} = ulkoisen pinnan painekerroin (taulukko X) Z_e = nopeuspainekorkeus	$w_i = q_p(Z_i) \cdot C_{pi}$ w_{1i} = sisäpuolinen paine [kN/m ²] $q_p(Z_i)$ = puuskaaropeusaine C_{pi} = sisäisen pinnan painekerroin (taulukko X) Z_i = nopeuspainekorkeus
w_1	w_i
0,733 kN/m ²	0,659 kN/m ²

Rakenneosan kokonaistuulikuorma [RIL 201-1-2017,2019,144]	
$F_{w0} = F_{w,0} + F_{w,1}$ <p> F_{w0} = rakenneosiin kohdistuva tuulikuorma (kN/m²) $F_{w,0}$ = ulkopuolinen painekuorma $F_{w,1}$ = sisäpuolinen painekuorma </p>	<p>E</p> <p>86 434 kN</p>



Kokonaistuuikuorma pintapaineiden avulla (RIL 201-1:2017,2019,144)	
$F_{w0} = \gamma_{af} F_{w,af} + F_{w,if} + F_{fz}$	γ_{af} = paine- ja imuvoimien huippuarvojen samaan aikaisuuden huippu- $F_{w,af}$ = ulkopintaan vaikuttava painekuorma [kN/m ²] $F_{w,if}$ = sisäpintaan vaikuttava painekuorma [kN/m ²] F_{fz} = kitkavoima (kN/m ²)
F_{w0}	79,61 kN/m²

Josioiva kerroin	
1,0	Jos $h/d \geq 5$
0,85	Jos $h/d \leq 1$
Väliarvot interpoloidaan	

Rakennesaan kohdistuva tuulesta aiheutuva <u>ulkopuolinen kuorma</u>	Rakennesaan kohdistuva tuulesta aiheutuva <u>sisäpuolinen kuorma</u>
$F_{\text{uul}} = C_{\text{pe}} q_p + \sum W_k + A_{\text{ref}}$ $w_k = q_p(Z) C_{pe}$ = korkeudella (Z), vaikuttava ulkopuolinen paine [kN/m^2] C_{pe} = ulkosen nopeuspaineinen kerroin q_p = nopeuspainealuekuorma C_{pi} = rakennetero A_{ref} = tuulenpaineen pinnan vaikutusala	$F_{\text{ui}} = \sum W_k + A_{\text{ref}}$ $w_k = q_p(Z) C_{pi}$ = sisäpuolinen paine [kN/m^2] C_{pi} = sisäisen nopeuspaineinen kerroin q_p = nopeuspainealuekuorma A_{ref} = tuulenpaineen pinnan vaikutusala
F_{uul} 45,5 kN	F_{ui} 40,9 kN

Rakennesaan kohdistuva tulesta aiheutuva <u>kitkakuorma</u> [RIL 1-1-2017:201]	$T_{p,i}$	mN/m^2
$F_{fr} = C_{fr} \cdot q_p(Z_{tr}) \cdot A_{fr}$	$q_p(Z_{tr})$ = puuskanopeuspaine C_{fr} = kitkakerroin A_{fr} = kitkakuumien vaikutusala	N/m^2
E_c	kN/m^2	

Figure 1 illustrates the geometric models of a roof truss. The top part shows a side elevation of a truss with a rectangular roof. The width is labeled 'a' and the height is labeled 'h'. The bottom part shows a cross-section of the roof structure, labeled 'TADOPINGS' at the top. The cross-section shows a truss with a peak height 'h' and a base width 'a'. The truss is divided into three sections labeled A, B, and C. The cross-section is labeled 'TADOPINGS' and 'TADOPINGS'.

		Määritetyt painekertoimet									
		C_{pe} 1,56 C_{pe} 1,40									
Painekertoimet C_{pe}											
TAULUKKO X. Pohjaltaan suorakulmaisten rakennusten pystysuorille seinille tulevat painekertoimet C_{pe} .											
Vuohyke	A		B		C		D		E		
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	
≥ 5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	0,8	1	-0,5	-0,7	-0,7	
1	-1,2	-1,4	0,8	-1,1	-0,5	0,8	1	-0,5	-0,5	-0,5	
≤ 0,25	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	0,8	1	-0,5	-0,3	-0,3	
Taulukossa $C_{pe,1}=1,0m^2$ ja $C_{pe,10}=10,0m^2$											
C_{pe} arvot välillä $1m^2 < A < 10 m^2$ lasketaan kaavalla X. [RIL 201-1:2017,2019,148]						$C_{pe,1}$	1,2				
$C_{pe} = C_{pe,1} - (C_{pe,10} - C_{pe,1})\log_{10} A$						$C_{pe,10}$	1,4				
						f	62,1 m ²				
						f	3,56				

	Sisäpuolisen pinnan kertoimet C_{pi}	C_{ps}
Määrälvän sivun aukkojen pinta-ala on kaksinkertainen, verrattuna muilla sivuilla yhteensä olevien aukkojen allaan verrattuna	$0,75 \cdot C_{pi}$	1,17
Määrälvän sivun aukkojen pinta-ala on vähintään kaksinertainen muilla sivuilla yhteensä olevien aukkojen allaan verrattuna	$0,90 \cdot C_{pi}$	1,40

Jos rakennuksessa ei ole määrälävää sivua, määritellään kerroin kuvasta

$$\mu = \frac{\sum \text{niden aukkojen pinta-ala, joiden kuitalla} C_{pi} \text{ on negatiivinen tait} - 0,0}{\sum \text{kakien aukkojen pinta-ala}}$$

$\mu = \text{aukkosuuhde}$

HUOM. 1 Tämä koskee rakennusten ulkoseinää ja vesikattoa riippumatta siitä, onko rakennuksessa väliseinä.

HUOM. 2 Jos aukkuuohdetta μ ei voi tietynä tapauksessa arvioida tai arvioida hyvin perusteella, käytetään sisäpuolisen pinnan kerrointa C_{pi} arvona vaarallisemman vaikutuksen tuottavaa arviosta +0,2 ja -0,3.

1.0 Lähtötiedot					Dynaamiset suurennuskertoimet / Nosturi toimittajalta				
Nosturin jänneväli	20,38	m			Φ ₁	1,1			
Kuorman minimietäisyys ratapalkista	0,929	m			Φ ₂	1,05			
	19,451	m			Φ ₃	1,0			
	3,15	m			Φ ₄	1,0			
Nosturin pyörien väli					Φ ₅	1,2			
Nosturin sillan paino	2,4	kN/m	4900	kg	Φ ₆	1,2			
Nosturin nostovaunun paino, Q _Q	6,1	kN	612	kg	Φ ₆	1,03			kun dynaaminen koekuorma 110% hyötykuormasta
Nosturin kokonaiskuorma Q _Q	100	kN	10 000	kg	Φ ₇	1,25			kun staattinen koekuorma 125% hyötykuormasta
Vakio nostonopeus V _h	2,5	m/min							

TAULUKKO X. Kuormaryhmät (Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 3: Nostureista ja muista koneista aiheutuvat kuormat, 24)													Pyöräkuormat					
	Kuormaryhmät		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	NR1	NR2	NR3	NR4		
Pystykuormat	Nosturin oma paino	Q _{Q(min)}	16,7	16,7	15,2	15,2	15,2	15,2	1	Φ ₁	1	1	Staattinen, max	62,9	62,9	-	-	
		Q _{Q,min}	13,6	13,6	12,4	12,4	12,4	12,4					Staattinen, min			12,4	13,6	
	Kokonaiskuorma	Q _{Q(max)}	16,0	15,9	-	14,7	14,7	14,7	η ⁽¹⁾	-		1	1	dynaaminen, max	64,4	66,8	-	-
		Q _{Q,max}	66,8	64,4		62,9	62,9	62,9						dynaaminen, min			14,7	16,0
Vaakuokuormat	Nosturin kiihdytys ja jarrutus	H _{L,1}	3,3	3,3	3,3	3,3							pyöräkuormat	HM1	2,5			
		H _{L,2}	3,27	3,27	3,27	3,27												
		H _{T,1}	2,5	2,5	2,5	2,5								HM2	10,5			
		H _{T,2}	10,5	10,5	10,5	10,5												
	Nosturin viinon ajo	S					20,12							pyöräkuormat radan suunnassa	3,27			
		H _{L,1,1,1}					0											
		H _{L,1,2,1}					0											
		H _{L,2,1,1}					0							Puskurin voima	Bf	11,9 kN		
		H _{L,2,2,1}					0											
		H _{L,1,1,1,T}					3,89							Sivupyörän ohjaus	S	20,12 kN		
		H _{L,2,1,1,T}					16,23											
		H _{L,1,1,T}					0											
	Nostovaunun kiihdytys ja jarrutus	H _{L,2,2,T}					0											
		H _{T,3}						5,306										
	Koekuorma	Q _T	-	-	-	-	-	-	-	Φ ₆	-	-						
	Puskinkuorma	H _B	-	-	-	-	-	-	-	-	11,9	-						
	Törmäyskuorma	H _{1A}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1						

LIITE 4: PALKIN MITOITUS

Palkin kuormat

MITOITETTAVA Palkki linjalta 7 / F-G

Rakenteiden kuormat						
Kuorman laji	Kuorman suuruus	kuormitusala			Kuormat [kN]	Kuormat [kN/m]
		l [m]	b [m]	A [m ²]		
Omapainot	Yläpohja	3,62 kN/m ²	6	11,38	68,28	247,2
	riipustuskuorma	0,3 kN/m ²	6	11,38	68,28	20,5
	Palkki	6,96 kN/m	6,75		47,0	6,96
Lumikuorma	lumikuorma	2,08 kN/m ²	6	11,38	68,28	142,0
	kinostuva lumikuorma	2,94 kN/m ²	6	11,38	68,28	200,7
Hyötykuorma						

MURTORAJATILAN KUORMAYHDISTELYT

Rakennuksen tai rakenteen staattinen tasapaino

$$\left. \begin{matrix} 1,1 \\ 0,9 \end{matrix} K_{FI} \right\} \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_p P + 1,5 K_{FI} Q_{k,1} + 1,5 K_{FI} \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

		kuorman nimi	Edullinen	Epäedullinen	Osavarmuuskerroin	kuorma [kN/m]	K _{F1}	Ψ	kuorman suuruus kN/m
Omapaino	G _{k,j}	katon paino	1,1			41,2	1		45
		riipustus		0,9		3,4	1		3,1
		palkin op		0,9		6,96	1		6,3
		pilarin op		0,9		0,0	1		0,0
Määrittävä muuttuvakuorma	Q _{k,1}	Tuulikuorma			1,5		1		0,0
	TAI								
Muut muuttuvat kuormat	Q _{k,1}	Lumikuorma			1,5	23,7	1		35,5
	Q _{k,j}	Tuulikuorma			1,5		1	0,6	0
		Lumikuorma			1,5	23,7	1	0,7	
		Hyötykuorma			1,5	0,0	1	1	0
		Nosturikuorma			1,5		1	1	
						1			
YHTEENSÄ							90 kN/m		

Rakenteen tai rakennusosan kestävyys (SRT1)

$$\left. \begin{matrix} 1,15 \\ 0,9 \end{matrix} K_{FI} \right\} \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_p P + 1,5 K_{FI} Q_{k,1} + 1,5 K_{FI} \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

		kuorman nimi	Edullinen	Epäedullinen	Osavarmuuskerroin	kuorma [kN/m]	K _{Fi}	ψ	kuorman suuruus kN/m
Omapaino	G _{k,j}	katon paino	1,15			41,2	1		47,4
		riipustus		0,9		3,4	1		3,0726
		palkin op		0,9		7,0	1		6,264
		pilarin op		0,9		0,0	1		0
Määrittävä muuttuvakuorma	Q _{k,1}	Tuulikuorma			1,5		1		0
	TAI	TAI							
	Q _{k,1}	Lumikuorma			1,5	23,7	1		35,5
Muut muuttuvat kuormat	Q _{k,j}	Tuulikuorma			1,5		1	0,6	
		Lumikuorma			1,5	23,7	1	0,7	
		Hyötykuorma			1,5	0,0	1	1	
		Nosturikuorma			1,5		1	1	
							YHTEENSÄ		92,2 kN/m

Vähintään kuitenkin (SRT2)

$$\left. \begin{matrix} 1,35 \\ 0,9 \end{matrix} K_{FI} \right\} \sum_{j \geq 1} G_{k,j}$$

		kuorman nimi	Edullinen	Epäedullinen	Osavarmuuskerroin	kuorma [kN/m]	K _{FI}	ψ	kuorman suuruus kN/m
Omapaino	G _{k,j}	katon paino	1,35			41,2	1		55,6
		riipustus		0,9		3,4	1		3,1
		palkin op		0,9		7,0	1		6,264
		pilarin op		0,9		0,0	1		0
							1		
							YHTEENSÄ		65.0 kN/m

KÄYTTÖRAJATILAN KUORMAYHDISTELYT					
Ominaiskuormayhdistelmä, palautumattomat rajatilat					
$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$					
		kuorman nimi	kuorma [kN/m]	ψ	kuorman suuruus kN/m
Omapaino	$G_{k,j}$	katon paino	41,2		41,2
		ripustus	3,1		3,1
		palkin op	7,0		7,0
		pilarin op	0,0		0,0
Määräävä muuttuvakuorma	$Q_{k,1}$ TAI $Q_{k,i}$	Tuulikuorma	#VIITTAUS!		
		Lumikuorma	23,7		23,7
Muut muuttuvat kuormat	$Q_{k,j}$	Tuulikuorma	#VIITTAUS!	0,6	
		Lumikuorma	23,7	0,7	
		Häyötykuorma	0	1	0,0
		Nosturikuorma			0
YHTEENSÄ					74,9

palkki moduuli linjalta 7 väliltä F - G

1.0 Lähtötiedot

1.1 Kuormituksen tiedot

Kuormitus leveys	11,38 m
palkin jänneväli	6,75 m

1.2 Kuormat

KRT	74,90 kN/m
MRT	92,22 kN/m

1.3 Lähtötiedot

palkin h	580 mm	0,58 m
palkin b _w	480 mm	0,48 m
palkin tehollinen korkeus d	530,2 mm	0,53 m
Betonipeite c _{nom}	30 mm	
Pääraudat Ø20	20 mm	
hakojen koko	8 mm	

1.4 Materiaalin lähtötiedot

Betoni C30/37	
Rauditus A500HW	
Sitkeysluokka B	
γ _c	1,5
γ _s	1,15
f _{ck}	30 Mpa
α _{cc}	0,85
f _{cd}	17 Mpa
f _{ctk}	2 Mpa
f _{ctk,0.05}	2,023 Mpa
f _{ctd}	1,35 Mpa
f _{ctm}	2,89 Mpa
f _{yk}	500 Mpa
f _{yd} =f _{yw} /d	435 Mpa

betonin puristuslujuus

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$$

betonin vetolujuus

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{1,5}$$

raudoitusteräksen vetolujuus

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15}$$

Mitoituksen alussa tehdään taipumatarkastelu poikkileikkaukselle

Taipuma tarkastellaan jännemitan ja tehollisen korkeuden suhteen enimmäisarvon kautta

l/d	12,7	
Rakennejärjestelmä	suuren jännityksen kuormittamana (betoni $\sigma_{yk} = 1,5 \sigma_{yk}$)	K
Vapaasti tuettu palkki		(kerroin, jonka avulla huomioidaan)
Vapaasti tuettu yhteen tai molempiin suuntiin kantava laatta	13	0,8
Jatkuva palkin reunakenttä		
Molempiin suuntiin kantavan laatan reunakenttä (laatta yhden pitkän sivun yli jatkuva)	17	1
Palkin keskikenttä		
Yhteen tai molempiin suuntiin kantavan laatan keskikenttä	20	1,2
Uloke	5	0,3

Taulukko 7.4.18. Jännemitan ja tehollisen korkeuden sallitut enimmäisarvot ($f_{yk} = 500 \text{ MPa}$)

Rakennejärjestelmä

l/d	K
1. Vapaasti tuettu palkki, vapaasti tuettu yhteen tai molempiin suuntiin kantava laatta	13 0,8
2. Jatkuvan palkin reunakenttä tai yhteen suuntaan kantavan jatkuvan laatan tai molempiin suuntiin kantavan laatan reunakenttä, kun laatta on yhden pitkän sivun yli jatkuva	17 1,0
3. Palkin tai yhteen suuntaan tai molempiin suuntiin kantavan laatan keskikenttä	20 1,2
4. Uloke	5 0,3

2.1 Vetoraidoitus

Momentti									
$M_d = \frac{ql^2}{8}$			$\mu \leq \mu_b$				mikäli ehto toteutuu, voidaan rakenne toteuttaa normaali-raudoitettuna		
M_d	525,2	kNm	0,23	≤	0,36				
Suhteellinen momentti									
Teräkselle $f_{yk}=500\text{MPa}$ lasketut tasapainoraidoituksen μ_b , kun lujuus f_c muuttuu:									
$\mu = \frac{M_d}{b d^2 f_{cd}}$			f_{ck}	≤ 50	55	60	70	≥ 80	
μ	0,23		μ_b	0,358	0,341	0,33	0,314	0,293	
Tehollisen puristuspinnan suhteellinen korkeus					Sisäinen momenttivarsi				
$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu}$					$z = d(1 - \frac{\beta}{2})$				
β	0,264		z	0,460					
Vaadittu teräsmäärä:									
$A_s = \frac{M_d}{z f_{yd}}$									
A_s	2624,4	mm ²	Minimiraudoitus:						
vähintään kuitenkin:			$A_{s,min} = 0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d$						
$0,0013 * b_t * d$									
$A_{s,väh}$	331	mm ²	$A_{s,min}$	382	mm ²				
Raidoituksen halkaisija	Raidoituksen pinta-ala	tarvittava kpl	minimiraudoitus kpl		vähintään kuitenkin				
25	490,9 mm ²	6 kpl	1 kpl		1 kpl				
20	314,2 mm ²	9 kpl	2 kpl		2 kpl				
16	201,1 mm ²	14 kpl	2 kpl		2 kpl				
12	113,1 mm ²	24 kpl	4 kpl		3 kpl				
10	78,5 mm ²	34 kpl	5 kpl		5 kpl				
Valitaan vetoraidoitus									
T	25								
kpl	6								
Mitoutusehto									
$A_{s,tot} \geq A_s$									
2945	≥	2624,4							

2.2 Leikkausmitoitus

Leikkausvoiman max		
$V_{max} = \frac{ql}{2}$		
V_{max}	311	kN
	311233	N

2.2.3 Lähtötiedot

b_w	0,48	m	480	mm
h	0,58	m	580	mm
d	0,530	m	530	mm
pystyhakojen kaltevuus α	90,000	°		
pystyhakojen koko \emptyset	8,0	mm		
betonin puristussauvojen ja leikkausvoimaa vastaan kohtisuorassa olevan rakenteen akselin välinen kulma				
θ	21,8	°	$21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$	
$\cot \theta$	2,50			
$\tan \theta$	0,40			
$z \cot \theta$	1193			
$\cot \alpha$	0,00			
$\sin \alpha$	1,00			
z	0,477	m		
	477	mm		

Hakojen leikkeisyys		
η_1	2	
Hakojen poikkipinta-ala		
A_{sw}	50,3	mm ²
(koska kaksi-leikkäinen)	101	mm ²

Hakaväli:	Minimi hakavaatimus :
$s \leq \frac{A_{sw}}{V_{Ed}} z * f_{ywd} * (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha$	$s \leq \frac{A_{sw}}{0,08 b_w \sin \alpha} \frac{f_{yk}}{\sqrt{f_{ck}}} \frac{MPa}{MPa}$
$s \leq 167,5$ mm	
Suurin sallittu hakaväli:	
$s_{max} = 0,75d (1 + \cot \alpha)$	$s \leq 239$ mm
s_{max} 398 mm	

Valitaan hakojen jako		
Min	168	
	398	
	239	

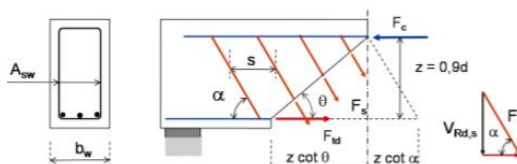
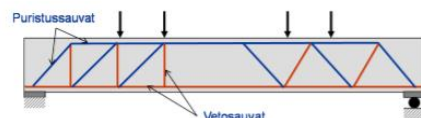
Valitaan leikkausraudoitus		
T	8	mm
k	150	mm

leikkauksesta halkeilleen betonin lujuuden pienennyskerroin	MITOITUSEHTO
$v_1 = v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]$	$V_{Rd,max} \geq V_{Ed}$
$v_1 = v$ 0,528	
Leikkauskestävyyden yläraja	709 \geq 311
$V_{Rd,max} = v b_w z f_{cd} \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta}$	Käyttöaste 43,9 %
$V_{Rd,max}$ 708901 N	
	709 kN

Leikkauskestävyyden laskenta		
puristussauvan kaltevuus	Kestävyys	
$\theta = \arccot \left(\frac{\sqrt{\frac{v f_{cd}}{f_{ywd} A_{sw} \sin \alpha}} s b_w}{1} - 1 \right)$	Leikkausraudoituksen antama leikkauskestävyys	
	$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha$	
$\theta = \arccot$ 2,98	$V_{Rd,s}$ 620728 N	
θ 0,3	621 kN	
Kaltevuuskulman (θ) tulee olla välillä $21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$	raudoituksen poikki-leikkaus ala	
	$A_{sw@6}$ 57 mm ²	
	$A_{sw@8}$ 101 mm ²	
	$A_{sw@10}$ 157 mm ²	
$\sin \alpha$ 1,00	z 477 mm	
s 100 mm		

$V_{Rd,max} = v b_w z f_{cd} \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta}$	
$V_{Rd,max}$ 620728 N	
	621 kN

Kestävyys	Käyttöaste
$V_{Rd} = \min \begin{cases} V_{Rd,s} & 621 \\ V_{Rd,max} & 621 \\ V_{Rd} & 621 \text{ kN} \end{cases}$	$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} * 100\%$
	Käyttöaste 50 %



2.3 Ankkurointi

Varmistetaan että raudoitukseen muodostuu suunniteltu voima

2.3.1 Lähtötiedot

V_{ed}	311,2	kN
θ	45	°
α	90	
$\cot \theta$	1,00	
$\cot \alpha$	0,00	
f_{ctd}	1,35	Mpa
Tuen leveys L_T	250	mm
c_{nom}	30	mm
$\emptyset h$	10	mm
pääraudoitus	6T25	
	25	mm
	6	kpl
leikkausraudoitus	T8 k 150	
	8	mm
	150	jakoväli
u_s , pääteräs	78,5	mm
u_s , leikkausraudoitus	25,1	mm

Raudoitukseen tuleva voima

$$F_{Ed} = 0,5V_{Ed}(\cot \theta - \cot \alpha)$$

$$F_{Ed} = 155,6 \text{ kN}$$

Harjatankojen tartuntalujuuden mitoitusarvo (Suomen betoniyhdistys 2013, 154)

$$f_{bd} = 2,25\eta_1\eta_2f_{ctd}$$

$$f_{bd} = 3,03 \text{ Mpa}$$

$$\eta_1 = 1$$

$$\eta_2 = 1$$

 f_{ctd} = betonin vetolujuuden mitoitusarvo (Huom! enintään luokan C50/75 lujuus)
 η_1 = tartuntaolosuhteista riippuva kerroin
 1, kun tartuntaolosuhteet ovat hyvät
 0,7, muissa olosuhteissa

 η_2 = tanko paksuudesta riippuvakerroin
 1 kun $\emptyset \leq 32 \text{ mm}$
 $\frac{132 - \emptyset}{100}$ kun $\emptyset \geq 32 \text{ mm}$

Toteutuva ankkurointipituus

$$l_b = L_T - c_{nom}$$

$$l_b = 220 \text{ mm}$$

Ankkurointi pituuden perusarvo

$$l_{b,r,qd} = \frac{F_{Ed}}{u_s f_{bd}} = \frac{\emptyset \sigma_{sd}}{4 f_{bd}}$$

$$l_{b,r,qd} = 108,8 \text{ mm}$$

Mitoitusehto

$$l_b \geq l_{b,r,qd}$$

$$220 \geq 108,8$$

Mikäli mitoitus ehto toteutuu on ankkurointi pituus riittävä, mikäli ehto ei toteudu voidaan ankkurointi pituutta pienentää kertoimilla α

Ankkurointi pituuden mitoitusarvo

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,r,qd}$$

$$l_{bd} = 109 \text{ mm}$$

α_1	1
α_2	1,0
α_3	1
α_4	1
α_5	1

Ankkurointipituuden vähimmäisarvo vetorausdoitukselle

$$l_{bd} \geq l_{b,min} = \max \begin{cases} 0,31 l_{b,r,qd} \\ 10\emptyset \\ 100 \text{ mm} \end{cases}$$

	34 mm
max	250 mm
	100 mm
$l_{b,min}$	250 mm

Ankkurointi pituuden vähimmäisarvo puristusraudoitukselle

$$l_{bd} \geq l_{b,min} = \max \begin{cases} 0,61 l_{b,r,qd} \\ 10\emptyset \\ 100 \text{ mm} \end{cases}$$

	66 mm
max	80 mm
	100 mm
$l_{b,min}$	100 mm

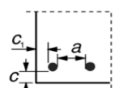
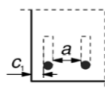
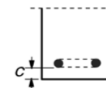
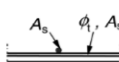
Ankkurointipituuden vähimmäisarvo

l_b	$l_{b,min}$
220,0	250

Mitoitusehto mikäli raudoitusta on pienennetty

l_b	l_{bd}
220	109

Vaikuttava tekijä	Ankkurointityyppi	Betoniteräs	puristusteräs
		vetoteräs	
Tankojen muoto	Suora	$\alpha_1 = 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
	Muu kuin suora (ks. kuvia 8.1 (b), (c) ja (d))	$\alpha_1 = 0,7$ jos $c_d > 3\emptyset$ muuten $\alpha_1 = 1,0$ (mitan c_d arvot ovat kuvassa 8.3)	$\alpha_1 = 1,0$
Betonipeite	Suora	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - \emptyset)/\emptyset$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_2 = 1,0$
	Muu kuin suora (ks. kuvia 8.1 (b), (c) ja (d))	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - 3\emptyset)/\emptyset$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$ (mitan c_d arvot ovat kuvassa 8.3)	$\alpha_2 = 1,0$
Poikittainen laajenemisen estorausdointi, jota ei ole hitsattu pääraudoitukseen	Kaikki tyypit	$\alpha_3 = 1 - K\lambda$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_3 = 1,0$
Poikittainen hitsattu laajenemisen estorausdointi*	Kaikki tyypit; sijainti ja koko kuvassa 8.1 (e) määritellyllä tavalla	$\alpha_4 = 0,7$	$\alpha_4 = 0,7$
Laajenemista estävä poikittaispaine	Kaikki tyypit	$\alpha_5 = 1 - 0,04p$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	—
missä $\lambda = (\Sigma A_{st} - \Sigma A_{s,min})/A_s$ ΣA_{st} poikittaisraudituksen poikkileikkauksella pitkin mitoitusarvon mukaista ankkurointipituutta l_{bd} $\Sigma A_{s,min}$ poikittaisraudituksen poikkileikkauksella vähimmäisarvo $= 0,25 A_s$ paikoilla ja 0 laatoilla A_s yksittäisen halkaisijaltaan suurimman ankkuroidun tangon poikkileikkauksala K kuvan 8.4 arvot p poikittaispaine [MPa] murtorajatilassa pitkin mitoitusarvon mukaista ankkurointipituutta l_{bd}			

*Ks. myös kohtaa 8.6: Välttämällä tulla ankkurointipituuden mitoitusarvona l_{bd} voidaan käyttää pienempää arvoa kuin $l_{b,min}$, mikäli tuen kohdalla on vähintään yksi hitsattu poikittaislinkki. Tämän edellytetään olevan vähintään 15 mm tuen ulkopinnalla.a) Suorat tangot
 $c_t = \min(a/2, c_t, c)$ b) Taivutetut tai koukkupäiset tangot
 $c_t = \min(a/2, c)$ c) Lenkkipäiset tangot
 $c_t = c$  $K = 0,1$  $K = 0,05$  $K = 0$ 40
100
50
2,59

1.1 Lähtötiedot			
pilarin pituus			
reunapilari	9,3	m	
keskipilari	9,3	m	
pilarien väli			
	6	m	
palkin pituus/kehän väli			
	19,31	m	
katon korkeus (pilarin yläpuolelta)			
	3,5	m	
Pilarin koko			
reunapilari	b	h	
	0,48	0,58	
keskipilari	0,48	0,68	
m 3 pilarien määrä kehässä			

2.1. Kuormat			
katon omapaino			
	3,92	kN/m ²	
lumikatolla			
	2,08	kN/m ²	
pilarin omapaino			
reuna	64,728	kN	
keski	75,888	kN	
palkin op			
	6,96	kN/m	
nosturin op			
	75,28	kN	
puuskanopeuspaine			
	0,47	kN/m ²	
C _{f,rakennuksen poikkisuunta}	1,4		
C _{f,rakennuksen pituus suunta}	1		

ominaislaskenta kuorma				Poikittaisvoimien ominaisarvo		
Pystykuormat				keskipilari	reunapilari	
				op	1,1	1,8 kN
omapaino	reunapilari	keskipilari		lumi	0,33	0,66 kN
	388,0	647,1	kN			
lumi	120,5	241,0	kN			

tuuli			
	paine		
	3,95	kN/m	
tuuli			
	13,818		
Nosturista aiheutuva			
	20,1	kN	
vaakavoima			

Kokonaismomentti (Tuuli pääkuormana)					
	kerroin	kuorma	L	resultantin momentti	
tuuli	1,5	3,9	9,3	4,65	256
tuuli	1,5	13,8	9,3		193
lumi	1,05	1,3	9,3		13
op	1,15	3,9	9,3		42
nosturi	1,05	20,1	6,838		144
KOKONAISMOMENTTI:					648

2.2 Mittaepätarkkuudet			
$\theta = \theta_0 \alpha_h \alpha_m$			
	θ	0,00274	
alku epätarkkuus			
$\theta_0 = \frac{1}{200}$			
	θ_0	0,005	
pilarin pituudesta riippuva pienennyskerroin			
$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}}$			
	α_h	0,7	
rakenneosien määrästä riippuva pienennyskerroin			
$\alpha_m = \sqrt{0,5 * (1 + \frac{1}{m})}$			
	α_m	0,82	

Kokonaismomentti (Lumi pääkuormana)					
	kerroin	kuorma	L	resultantin momentti	
tuuli	0,9	3,9	9,3	4,65	154
tuuli	0,9	13,8	9,3		116
lumi	1,5	1,3	9,3		18
op	1,15	3,9	9,3		42
nosturi	1,05	20,1	6,838		144
KOKONAISMOMENTTI:					473,8

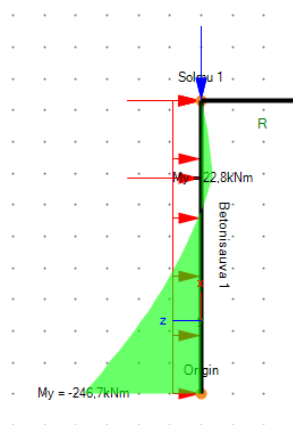
Pilarin mitoitus

1.1 Lähtötiedot			
pituus	9,3 m	9300 mm	
leveys, b	0,48 m	480 mm	
korkeus	0,58 m	580 mm	
d'	0,0614 m	61,4 mm	
d	0,5186 m	518,6 mm	
m	3 kpl	pystyrakenteen osien lukumäärä, joka aiheuttaa jäykistysjärjestelmään	
l	12 m	rakennuksen korkeus	
A _c	0,2784 m	278400 mm	
Arvioidaan pääraudoituksen suuruus sekä hakaraudoituksen koko			
φL	32 mm	A _s	9651,0
	12 kpl		
	0	A _s	0
	0		
φt	8 mm		

1.2 Materiaalin lähtötiedot			
Betoni C40/50			
Betonipeite C _{nom}	35 mm		
f _{ck}	40		
f _{cd}	22,7 Mpa		
Rauditus			
f _{y,d}	435 Mpa		
E _s	200000 Mpa		

1.3 Kuormat			
MRT N _{ed}	598,2 kN		
H _e	0 kN		
KRT N _{ed}	561,5 kN		
M _{v,liä}	0,0 kNm		
M _{s,la}	246,7 kNm		

Tuuli määräväänä kuormana:

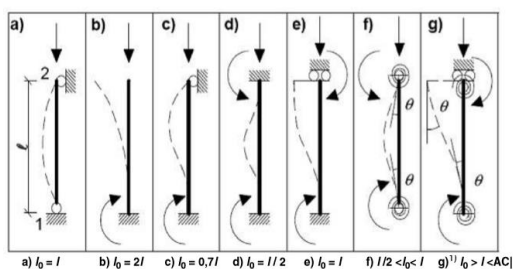


2.0 Rakenteen mitoitus

2.1 Ensimmäisen kertaluvun laskenta

Nurjahduspituus	
$L_0 = k_0 * L$	
k ₀	2,2 (nurjahdustapaus)
L ₀	20,5 m
	20460 mm

Nurjahdusmuodot ja nurjahduspituudet



hoikkuusluku	
$\lambda = \frac{i}{L_0}$	
λ	122,2

jäyhyysäde	
$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$	
i	167,4 mm
I	8E+09 mm ³
A	278400 mm ²

Hoikkuuden raja-arvo	
$\lambda_{lim} = 20 * A * B * \frac{C}{\sqrt{n}}$	
λ _{lim}	35
Voidaan käyttää näitä arvoja mikäli yhtälössä on tuntemattomia muuttujia	
A	0,7
B	1,1
C	0,7
n	0,095
$A = \frac{1}{(1+0,2\varphi_{ef})}$ $B = \sqrt{1+2\omega}$ $C = 1,7 - r_m$ $n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}}$	
$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \frac{M_{Ed,eq}}{M_{Ed}}$ $\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}$ $r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}}$	

Mikäli mitoitusehto 1.1 toteutuu voidaan pilareiden toisen kertaluvun vaikutukset jättää huomioimatta

1.1 Mitoitusehto	
$\lambda < \lambda_{lim}$	
122 < 35	

2.2 Mittaepätarkkuudet			
$\theta = \theta_0 \alpha_h \alpha_m$	θ	0,003	
alku epätarkkuus			
$\theta_0 = \frac{1}{200}$	θ_0	0,005	
pilarin pituudesta riippuva pienennyskerroin			
$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}}$	α_h	0,6	ehtona $\frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0$ 0,67
		0,67	
rakenneosien määrästä riippuva pienennyskerroin			
$\alpha_m = \sqrt{0,5 * (1 + \frac{1}{m})}$	α_m	0,8	
Epäkeskisyys			
$e_i = \theta_i \frac{l_0}{2}$	e_i	0,00 mm	Staattisesti määrätyt rakenteet
$e_2 = \frac{M_1}{N}$		0,41 mm	
Vähimmäis epäkeskisyys			
$e_0 = \max \left\{ \frac{h}{30} \right.$			
	max	19,33 mm 20 mm	
	e_0	20 mm	
Vähimmäisepäkeskisyystä aiheutuva vähimmäismitoitusmomentti			
$M_{min} = e_0 N_{ed}$	M_{min}	11,96 kNm	
Ensimmäisen kertaluvun mitoitusmomentti			
$M_{01} = e_1 * N_{ed} + \min(M_{ylä}, M_{ala})$	M_{01}	0,00 kNm	
$M_{02} = e_1 * N_{ed} + \max(M_{ylä}, M_{ala})$	M_{02}	258,91 kNm	
1. kertaluvun mitoitusmomentti		1. kertaluvun mitoitusmomentti	
jäykistämätön	$M_{0Ed} = M_{02}$	jäykistetty rakenne	
	M_{02}	258,9 kNm	
		$M_{0e} = \max \begin{cases} 0,6M_{02} + 0,4M_{01} \\ 0,4M_{02} \end{cases}$	155,3 103,6
		$M_{0Ed} = M_{0e}$	
		M_{0Ed}	155,3

2.3 Toisen kertaluvunlaskenta

$$\frac{1}{r} = K_r K_\varphi \frac{1}{r_0}$$

$$\frac{1}{r} = \frac{1}{107,3}$$

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{\text{Ed}}} \leq 1,0$$

$$\frac{1,2}{K_r} \leq 1$$

$$n_{\text{Ed}} = 0,4$$

$$n_u = 1 + \omega$$

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}$$

$$\omega = 0,664302$$

$$n = \frac{N_{\text{Ed}}}{b h f_{cd}}$$

$$n = 0,09462$$

$$\frac{1}{r_0} = \frac{e_{yd}}{r_0}$$

$$\frac{1}{r_0} = 0,45d$$

$$\frac{1}{r_0} = \frac{f_{yd}}{E_s}$$

$$e_{yd} = 0,002175$$

$$K_\varphi = 1 + \beta \varphi_{ef} \geq 1,0$$

$$0,05511 \frac{1}{K_\varphi}$$

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200 \text{ MPa}} - \frac{\lambda}{150}$$

$$\beta = -0,265$$

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \frac{M_{\text{Ed}}}{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}$$

$$\varphi_{ef} = 3,57$$

Viruksen vaikutusta ei tarvitse huomioida, mikäli hoikkuus ja vinuma ovat tarpeeksi pieniä ja epäkeskisyyden on riittävästi suuri. Seuraavien ehtojen toteutusta voidaan olettaa $\varphi_{ef} = 0$:

$$0 \leq \varphi(\infty, t_0) \leq 2$$

$$\lambda \leq 75$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} \geq h$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 1,8$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 138,2 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 580$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 138,2 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 580$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 138,2 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 580$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 138,2 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 580$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 138,2 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 580$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 138,2 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 580$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 138,2 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 580$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 138,2 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 580$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 138,2 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 580$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 138,2 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 580$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 138,2 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 580$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 138,2 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 580$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 138,2 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 580$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 138,2 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 580$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 138,2 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 580$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 138,2 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 580$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 138,2 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 580$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 138,2 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 580$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 138,2 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 580$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 138,2 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 580$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 138,2 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 580$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 138,2 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 580$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 138,2 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 580$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 138,2 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 580$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 138,2 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 580$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 138,2 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 580$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 138,2 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 580$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 138,2 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 580$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 138,2 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 580$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 138,2 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 580$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 138,2 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 580$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 138,2 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 580$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 138,2 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 580$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 138,2 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 580$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 138,2 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 580$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 138,2 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 580$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 138,2 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 580$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 138,2 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 580$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 138,2 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 580$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 138,2 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{\text{Ed}, \text{Ed}}}{M_{\text{Ed}}} = 580$$

3.1 Raudoitus

$$M_{\text{Ed}} = \max \begin{cases} M_{\text{Ed}, \text{Ed}} + M_2 & 492,2 \text{ kNm} \\ M_2 & 233 \text{ kNm} \\ M_{\text{min}} & 12,0 \text{ kNm} \end{cases}$$

$$M_{\text{Ed}} = 492 \text{ kNm}$$

Suhteellinen momenti

$$\mu = \frac{M_{\text{Ed}}}{b h^2 f_{cd}}$$

$$\mu = 0,134$$

Suhteellinen normaalivoima

$$n = \frac{N_{\text{Ed}}}{b h f_{cd}}$$

$$n = 0,09$$

Lasketaan tehollisen poikkileikkauksen ja korkeuden suhde

$$d'/h = 0,11$$

Valitaan käyrästä raudoitussuhteen arvoksi

$$\omega = 0,3$$

Vaadittu raudoitustala

$$A_{s, \text{vaad}} = \omega b h \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{s, \text{vaad}} = 4358,4 \text{ mm}^2$$

halkaisija	pinta-ala, yhdelle tangolle	kpl	kokonais pinta-ala
10	78,5		0,0
12	113,1		0,0
16	201,1	6	1206,4
20	314,2	6	1885,0
25	490,9	4	1963,5
30	706,9	8	5654,9
32	804,2	6	4825,5

Vaihtoehtoisesti erikokoisilla tangoina			
25	490,9	4	1963,5
20	314,2	8	2513,3
			4476,8

97,36 %

Valitaan rauditus

$$T = 30$$

$$kpl = 8$$

Toteutuva rauditustala

$$A_{s, \text{tot}} = kpl \cdot \pi \cdot r^2$$

$$A_{s, \text{tot}} = 5654,867 \text{ mm}^2$$

Pääraudoituksen vähimmäismäärä

$$A_{s, \text{min}} = \max \begin{cases} 0,1 \cdot N_{\text{Ed}} & 137,5 \text{ mm}^2 \\ f_{yd} & 556,8 \text{ mm}^2 \\ 0,002 A_c & \end{cases}$$

$$A_{s, \text{min}} = 137,5 \text{ mm}^2$$

Mitoitusehto

$$A_{s, \text{tot}} > A_{s, \text{vaad}}$$

$$5654,9 > 4358,4$$

$$\text{käyttöaste} = 77,1 \%$$

$$A_{s, \text{tot}} > A_{s, \text{min}}$$

$$5655 > 137,5$$

Hakaraudoitus

$$\phi_{L, \text{min}} = \max \begin{cases} 6 \text{ mm} & 6 \text{ mm} \\ 0,25 \cdot \phi_L & 7,5 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\phi_{L, \text{min}} = 7,5 \text{ mm}$$

Hakaväli

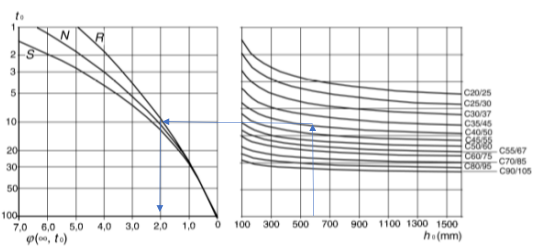
$$S_{cl, \text{max}} = \min \begin{cases} 15 \phi_L & 450 \text{ mm} \\ 400 \text{ mm} & 400 \text{ mm} \\ \text{pienin sivumitta} & 480 \text{ mm} \end{cases}$$

$$S_{cl, \text{max}} = 400 \text{ mm}$$

Valitaan hakaraudoitus

$$T = 8$$

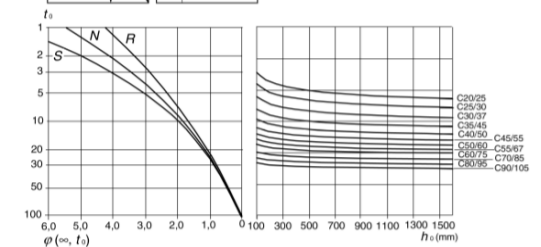
$$k = 300$$



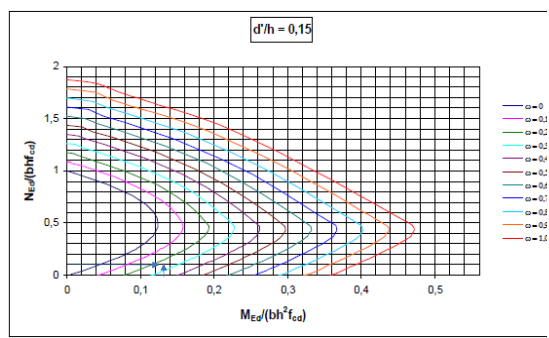
a) sisätilat - suhteellinen kosteus = 50 %



HUOM.
- Käytyn 4 ja 5 välinen leikkauspiste voi olla myös piste 1 yläpuolella.
- Kun $l_0 > 100$, saavutetaan riittävä tankaus, kun oletetaan $l_0 = 100$ (ja käytetään tangenttiä).



b) ulkotilat - suhteellinen kosteus = 80 %



LIITE 5: PILARIANTURAN MITOITUS

Anturan mitoitus

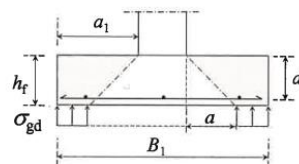
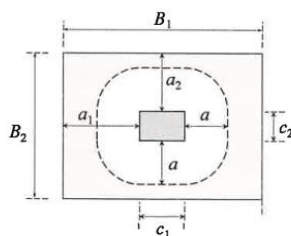
1.1 Lähtötiedot		
toteutusluokka		
betonin lujuus		
Anturan pituus B_1	3,3 m	
Anturan leveys B_2	2,4 m	
h_f	900 mm	
Anturan korkeus d	820 mm	
pilarin sivun pituus C_1	580 mm	
pilarin sivun pituus C_2	480 mm	
a_1	1,36 m	anturan pituussuuntainen
a_2	0,96 m	anturan leveysuuntainen
σ_{gd}	108 kN/m ²	
C_{min}	60 mm	
Arvio tankopaksuudesta	16 mm	

1.2 Kuormat		
N_{Ed}	662,7 kN	MRT
M_{Ed}	561,2	KRT
epäkeskisyyks		
$e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}}$		
e_y	372 mm	
e_x	0 mm	

Raidoittamaton pilariantura		
$\frac{0,85}{a} \geq \sqrt{\frac{3\sigma_{gd}}{f_{ctd,pl}}}$		
0,625	\geq	15,5

Mikäli ehto toteutuu voidaan antura toteuttaa raidoittamattomana

Teholliset sivumitat	
$B_{1T} = B_1 - 2e_y$	
B_{1T}	2555,5 mm
$B_{2T} = B_2 - 2e_x$	
B_{2T}	2400 mm
$A_T = B_{1T} B_{2T}$	
A_T	6,13 m ²



1.3 Materiaalin lähtötiedot		
Betoni	C30/37	
Raidoitus	A500HW	
Sitkeysluokka	B	
γ_c	1,5	
γ_s	1,15	
f_{ck}	30 Mpa	
α_{cc}	0,85	
f_{cd}	17,0 Mpa	betonin puristuslujuus
f_{bd}	3,03 Mpa	
$f_{ctk,0,05}$	2,023 Mpa	
f_{ctd}	1,3 Mpa	betonin vetolujuus
f_{ctm}	2,89 Mpa	
f_{yk}	500 Mpa	raidoitusteräksen vetolujuus
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	435 Mpa	

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} * f_{ck}}{\gamma_c}$$

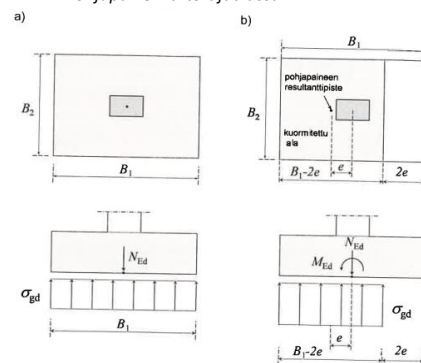
$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{1,5}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15}$$

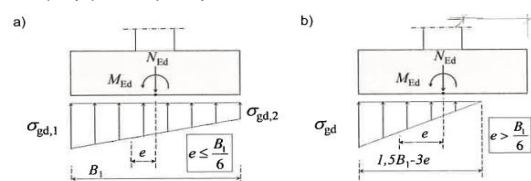
2.1 Pohjapaine murtorajatilassa			
keskiselle kuormalle		epäkeskiselle kuormalle	
$\sigma_{gd} = \frac{N_{Ed}}{B_1 B_2}$		$\sigma_{gd} = \frac{N_{Ed}}{(B_1 - 2e) B_2}$	
σ_{gd}	84 kPa	σ_{gd}	108 kPa

2.1 Pohjapaine käyttörajatilassa			
keskiselle kuormalle		epäkeskiselle kuormalle	
$\sigma_{gd,1} = \frac{N_{Ed}}{B_1 B_2} (1 + 6 \frac{e}{B_1})$		$\sigma_{gd,2} = \frac{N_{Ed}}{B_1 B_2} (1 - 6 \frac{e}{B_1})$	
$\sigma_{gd,1}$	119 kPa	$\sigma_{gd,2}$	27 kPa
		$\sigma_{gd} = \frac{2N_{Ed}}{(1,5B_1 - 3e)B_2}$	
		σ_{gd}	830 kPa

Pohjapaine murtorajatilassa:



pohjapaine käyttörajatilassa:



3.1 Taivutusraudoitus	
$M_{Ed1} = \frac{1}{2} \sigma_{dg} a_1^2 B_2$	
M_{Ed1}	239,82 kNm
$M_{Ed1} = \frac{1}{2} \sigma_{dg} a_2^2 B_1$	
M_{Ed2}	127,2 kNm

Tarvittava rauditus y-suuntaan	
$A_{s,vaad} = \beta B_2 d \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$	
$A_{s,vaad}$	676

Tarvittava rauditus z-suuntaan	
$A_{s,vaad} = \beta B_1 d \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$	
$A_{s,vaad}$	357

Suhteellinen momentti	
$\mu = \frac{M_d}{B_2 h^2 f_{cd}}$	
μ	0,009
Raudituksen mekaaninen suhde	
$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu}$	
β	0,009

Suhteellinen momentti	
$\mu = \frac{M_d}{B_1 h^2 f_{cd}}$	
μ	0,003
Raudituksen mekaaninen suhde	
$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu}$	
β	0,003

halkaisija	pinta-ala, yhdeille tangolle	kpl	kokonais pinta- ala
10	78,5	4	314,2
12	113,1	4	452,4
16	201,1	22	4423,4
20	314,2	4	1256,6
25	490,9	4	1963,5
30	706,9	6	4241,2
32	804,2	4	3217,0

Valitaan rauditus y-suuntaat	
T	16
kpl	16

Valitaan rauditus z-suuntaat	
T	16
kpl	22

Toteutuva rauditusala	
$A_{s,tot} = kpl * \pi * r^2$	
$A_{s,tot}$	3217 mm ²

Totetutuva rauditusala	
$A_{s,tot} = kpl * \pi * r^2$	
$A_{s,tot}$	4423 mm ²

Mitoitusehto	
$A_{s,tot} > A_{s,vaad}$	
3217,0 > 675,6	
käyttöaste	21,0 %
$A_{s,tot} > A_{s,min}$	
3217 > 2957,5	
käyttöaste	91,9 %
$A_{s,tot} > A_{s,min,2-ehto}$	
3217 > 2558,4	
käyttöaste	79,5 %

Mitoitusehto	
$A_{s,tot} > A_{s,vaad}$	
4423,4 > 357,5	
käyttöaste	8,1 %
$A_{s,tot} > A_{s,min}$	
4423 > 4066,6	
käyttöaste	91,9 %
$A_{s,tot} > A_{s,min,2-ehto}$	
4423 > 3517,8	
käyttöaste	79,5 %

Vähimmäisraudoitusala	
$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} d$	
$A_{s,min}$	1232,30 mm ² /m

Vähimmäisraudoitusala/2-ehto	
$A_{s,min} = 0,0013 db$	
$A_{s,min,y}$	2558,4 mm ²
$A_{s,min,z}$	3517,8 mm ²

Ankkuroinnin tarkastus			
y-akselin		z-akselin	
$\sigma_{sd} = f_{yd} \frac{A_{s,vaad}}{A_{s,tot}}$		$\sigma_{sd} = f_{yd} \frac{A_{s,vaad}}{A_{s,tot}}$	
σ_{sd}	400	σ_{sd}	400
$L_{b,rqd} = \frac{\sigma_{sd}}{4 f_{db}}$		$L_{b,rqd} = \frac{\sigma_{sd}}{4 f_{db}}$	
$L_{b,rqd}$	527 mm	$L_{b,rqd}$	527

Ankkuroinnin riittävyys	
y-akselin	z-akselin
$L_{b,rqd} < a_1$	$L_{b,rqd} < a_2$
527 < 1360	527 < 960
Ankkurointi on riittävä	Ankkurointi on riittävä

Tarkistus vinossa leikkauksessa	Tarkistus vinossa leikkauksessa
Ankkurointi y-suunnassa	Ankkurointi y-suunnassa
$F_s = \sigma_{gd} B_{2T} \frac{h_f}{1,8d} (a_1 - \frac{h_f}{4} + 0,15c_1)$	$F_s = \sigma_{gd} B_{2T} \frac{h_f}{1,8d} (a_2 - \frac{h_f}{4} + 0,15c_2)$
F_s	136 kN
σ_{gd}	108
B_{2T}	2,56 m
h_f	0,9 m
d	0,82 m
a_1	1,36 m
c_1	0,58 m

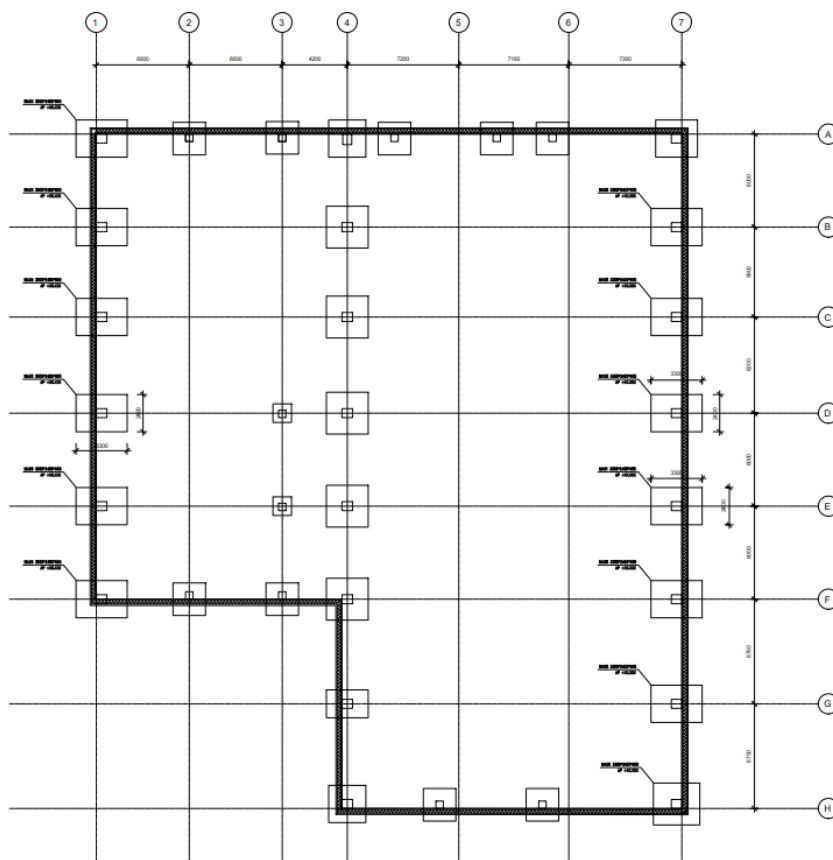
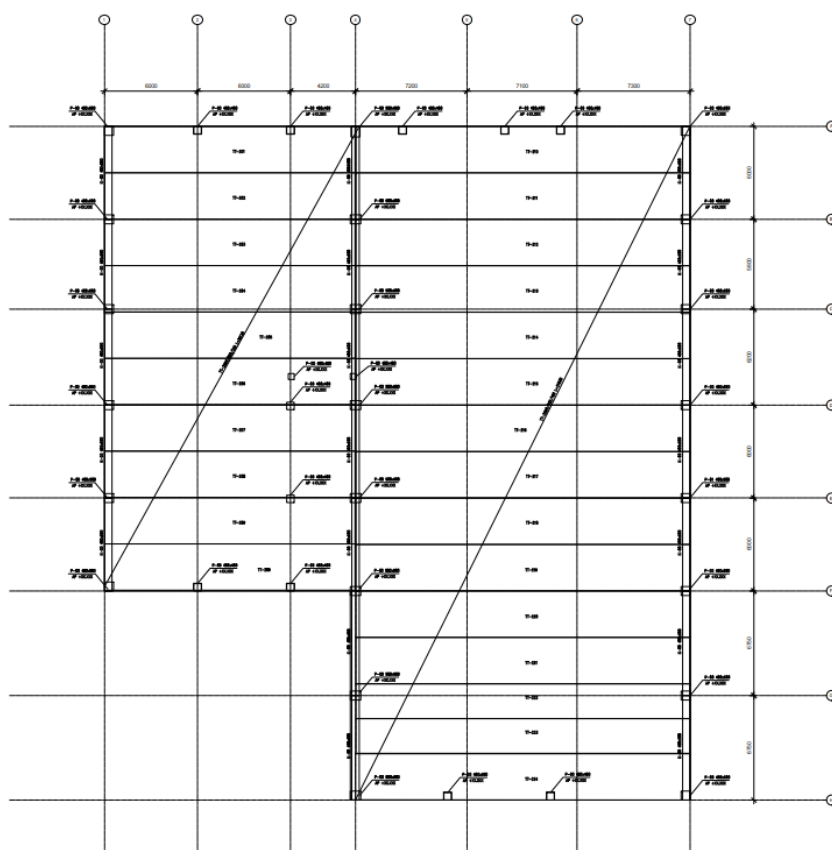
$F_{bd} = (\frac{h_f}{2} - c_{nom}) f_{bd} \sum u_s$	$F_{bd} = (\frac{h_f}{2} - c_{nom}) f_{bd} \sum u_s$
F_{bd}	952 kN
F_{bd}	1309 kN

Mitoitusehto	
$F_{bd} > F_s$	
952 > 193	
Ankkurointi on riittävä	

Mitoitusehto	
$F_{bd} > F_s$	
1309 > 136	
Ankkurointi on riittävä	

Mikäli ehto toteutuu on ankkurointi riittävä

LIITE 6: ALUSTAVAT RAKENNEKUVAT

[illegible][illegible][illegible][illegible]

